

CARACTERIZAÇÃO LABORATORIAL DE AGREGADOS PARA APLICAÇÃO EM CAMADAS DE APOIO DE VIAS-FÉRREAS

DIANA DAMÁSIO E CASTRO LOPES

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM GEOTECNIA

Orientador: Professor Doutor Eduardo Manuel Cabrita Fortunato

SETEMBRO DE 2011

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2010/2011

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2010/2011 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2011.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respectivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

Se, a princípio, a ideia não é absurda, então não há esperança para ela.

Albert Einstein

AGRADECIMENTOS

O presente trabalho foi desenvolvido no laboratório da empresa Geocontrole, sob a orientação do Professor Doutor Eduardo Fortunato da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto e coorientação do Engenheiro Rui Manuel Centeio Fardilha.

Sem os meios postos à disposição pela Geocontrole não seria possível a realização do trabalho, por isso o autor deseja expressar o seu agradecimento.

Agradeço ao Professor Eduardo Fortunato a sugestão deste tema, assim como toda a disponibilidade e interesse demonstrados durante toda a orientação.

Agradeço também a disponibilidade demonstrada pelo Engenheiro Rui Fardilha.

Não poderia estar mais grata ao Técnico José Carlos Correia, pela disponibilidade, paciência e interesse demonstrados, pelas horas de trabalho conjunto assim como todos os ensinamentos que me proporcionou e que me ajudaram a realizar o trabalho.

Agradeço também ao Engenheiro André Paixão, bolsiro de doutoramento do LNEC, por toda a ajuda fornecida durante o desenvolvimento do trabalho e pela disponibilidade demonstrada ao longo de todo este tempo.

Não poderia deixar de agradecer à minha família e ao Alexandre, que sempre acreditaram em mim e sempre me fizeram chegar mais longe.

Um especial agradecimento ao meu avô, a quem eu devo tudo, inclusivamente o sonho de me tornar Engenheira Civil.

RESUMO

O intuito da presente dissertação é o estudo do comportamento mecânico de dois materiais granulares compactados para camadas de sub-balastro de vias-férreas.

Numa primeira abordagem foi feita uma caracterização laboratorial dos materiais com base em ensaios clássicos, contudo a base experimental do trabalho centra-se em ensaios triaxiais cíclicos, realizados num equipamento muito singular, capaz de aplicar cargas cíclicas até 100kN com frequências até 10Hz em provetes de grandes dimensões. Os referidos ensaios foram executados com base na norma EN 13286-7. Com estes ensaios foi possível avaliar o comportamento resiliente dos materiais assim como as deformações permanentes que estes apresentam quando sujeitos a um milhão de ciclos de carga.

Para o estudo do comportamento resiliente foram construídos provetes com diferentes teores em água e distintas compacidades relativas, permitindo estabelecer correlações entre o estado dos materiais e o módulo de deformabilidade reversível.

No que concerne ao estudo da deformação permanente, devido ao tempo que cada ensaio requer, apenas foi possível a realização de dois ensaios (um para cada material), com compactações relativas de 96% e teores em água cerca de 1% inferior ao ótimo.

Pretendeu-se com este trabalho dar mais uma contribuição para o estudo de materiais granulares para a aplicação em camadas de apoio de vias-férreas. Considera-se que este tipo de estudos deve prosseguir, particularmente no que se refere à avaliação da deformação permanente que pode ocorrer sob diversas condições de solicitação e de estado dos materiais.

PALAVRAS-CHAVE: Comportamento mecânico, Sub-balastro, Ensaios triaxiais cíclicos, Comportamento resiliente, Deformação permanente .

ABSTRACT

The main purpose of the present dissertation is to study the mechanical behaviour of two compacted granular materials to be placed as sub-ballast layer in railway track..

In a first approach was made a laboratory characterization of materials based on classic tests, but the experimental basis of the work focuses on cyclic triaxial tests, performed in a very unique machine, capable of applying cyclic loading to 100kN at frequencies up to 10Hz on large dimensions specimens. These tests were performed based on standard EN 13286-7. According to these tests it was possible to evaluate the resilient behaviour of materials as well as the permanent deformation when subjected to one million load cycles.

For the resilient study, were built different specimens with different water contents and compaction, allowing correlations between the characteristics of the state of the materials and the resilient modulus.

Regarding the study of permanent deformation, due to the time each test requires, it was only possible to conduct two tests (one for each material), with 96% relative compaction levels and a water content about 1% lower than optimum water content.

The work aims to contribute to the study of granular materials used as support layers of railways. It is considered that such studies should continue, particularly with regard to the evaluation of permanent deformation that may occur under various conditions of stress and state of materials.

KEYWORDS: Mechanical behaviour, Sub-ballast, Cyclic triaxial tests, Resilient behaviour, Permanent deformation.

RÉSUMÉ

Le but de la présent dissertation est l'étude du comportement mécanique de deux matériaux granulaires compactés vers couches de sous ballast des voies ferrés.

Dans une première approche a était faite une caractérisation en laboratoire des matériaux basés sur essais classiques, cependant la base expérimental du travail se centre en essais triaxial cycliques, réalisés dans un équipement très particulier, capable de appliquer charges cycliques jusqu'a 100 KN à des fréquences jusqu'à 10Hz sur des éprouvettes de grande dimension. Les cites essais ont été exécutés basés dans la règle EN 13286-7. Avec ces essais a été possible estimer le comportement résilient des matériaux ainsi que les déformations permanentes que ceux-ci présente lorsque soumis á un million de cycles de charge.

Pour l'étude du comportement résilient ont été construites éprouvettes avec différent teneur d'eau et distinct compacités relatives, permettant établir corrélation parmi l'état des matériaux et le module déformabilité réversible .

Avoir rapport au étude de la déformation permanente en conséquence du temps que chaque essai demande, seulement a été possible réaliser deux essais (un pour chaque matériel) avec compactage relatif de 96% et teneurs d'eau environ 1% inferieur au optimale.

L'intention de ce travail était de donner une autre contribution à l'étude des matériaux granulaires applicables au couches de support pour les chemins de fer. Il est considéré que de telles études doivent se poursuivre, notamment en ce qui concerne l'évaluation de la déformation permanent qui peut se produire dans diverses conditions de stress et de l'état des matériaux.

MOTS-DÉS : Comportement mécanique, Sous-ballast, Essais triaxial cycliques, Comportement résilient, Deformation permanent.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
RÉSUMÉ	vii
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. ENQUADRAMENTO DO TRABALHO	1
1.2. OBJETIVOS DO TRABALHO	1
1.3. ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO	2
2. COMPORTAMENTO MECÂNICO DA VIA FÉRREA	3
2.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS	3
2.2. DESCRIÇÃO DO COMPORTAMENTO MECÂNICO	4
2.3. REQUISITOS TÉCNICOS RELATIVOS AOS MATERIAIS DE SUB-BALASTRO	8
2.3.1. ORIGEM E NATUREZA	8
2.3.2. GRANULOMETRIA	8
2.3.3. QUALIDADE DOS FINOS	9
2.3.4. FORMA	9
2.3.5. RESISTÊNCIA MECÂNICA	9
2.3.6. PERMEABILIDADE	9
2.3.7. QUADRO RESUMO	10
2.4. CARACTERIZAÇÃO EXPERIMENTAL DO COMPORTAMENTO MECÂNICO	10
2.4.1. ENSAIO DE LOS ANGELES	10
2.4.2. ENSAIO MICRO-DEVAL	12
2.4.3. ENSAIO TRIAXIAL CÍCLICO	14
2.5. DESCRIÇÃO DO EQUIPAMENTO DO ENSAIO TRIAXIAL CÍCLICO UTILIZADO	15
2.5.1. PRENSA	16
2.5.2. GRUPO GERADOR DE PRESSÕES	16
2.5.3. CÂMARA TRIAXIAL	17
2.5.4. SISTEMA DE AQUISIÇÃO DE DADOS E OS EQUIPAMENTOS MEDIDORES	18
2.6. MODELAÇÃO DO COMPORTAMENTO REVERSÍVEL DOS MATERIAIS	22

2.6.1. MODELAÇÃO COM BASE NO MÓDULO RESILIENTE E NO COEFICIENTE DE POISSON	22
2.6.1.1 MODELO K- θ	22
2.6.1.2. MODELO DE UZAN	23
2.6.2. MODELAÇÃO COM BASE NA DECOMPOSIÇÃO DAS TENSÕES E DEFORMAÇÕES SEGUNDO AS SUAS COMPONENTES VOLUMÉTRICAS E DISTORCIONAIS	23
2.7. MODELAÇÃO DO COMPORTAMENTO DA DEFORMAÇÃO PERMANENTE	25
2.8. CONSIDERAÇÕES FINAIS	29

3. CARACTERIZAÇÃO LABORATORIAL DE MATERIAIS PARA SUB-BALASTRO

	31
--	----

3.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS	31
3.2. ANÁLISE GRANULOMÉTRICA	32
3.3. ÍNDICE DE ACHATAMENTO	34
3.3.1. CALCÁRIO	34
3.3.2. GRANITO	34
3.4. EQUIVALENTE DE AREIA	34
3.4.1. CALCÁRIO	35
3.4.2. GRANITO	35
3.5. AZUL DE METILENO	36
3.5.1. CALCÁRIO	37
3.5.2. GRANITO	38
3.6. ENSAIO DE LOS ANGELES	38
3.6.1. CALCÁRIO	38
3.6.2. GRANITO	38
3.7. ENSAIO MICRO-DEVAL	38
3.7.1. CALCÁRIO	39
3.7.2. GRANITO	39
3.8. ENSAIO DE PERMEABILIDADE	39
3.8.1. CALCÁRIO	41
3.8.2. GRANITO	41
3.9. ENSAIO DE COMPACTAÇÃO	41
3.9.1. CALCÁRIO	43
3.9.2. GRANITO	44
3.10. QUADRO RESUMO	45

4. CARACTERIZAÇÃO ATRAVÉS DE ENSAIOS TRIAXIAIS CÍCLICOS	47
4.1. CARACTERIZAÇÃO DO COMPORTAMENTO RESILIENTE	47
4.1.1. ANÁLISE DOS RESULTADOS DO CALCÁRIO	51
4.1.2. ANÁLISE DOS RESULTADOS DO GRANITO	55
4.2. COMPARAÇÃO ENTRE O AGREGADO GRANITO E O AGREGADO CALCÁRIO	57
4.3. CARACTERIZAÇÃO DA DEFORMAÇÃO PERMANENTE DURANTE A FASE DE CONDICIONAMENTO DO ESTUDO DO COMPORTAMENTO REVERSÍVEL	58
4.3. CARACTERIZAÇÃO DA DEFORMAÇÃO PERMANENTE	60
 5. CONCLUSÕES	 63
5.1. PRINCIPAIS CONCLUSÕES	63
5.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	64
 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	 65
ANEXO I - Resultados dos ensaios clássicos	71
ANEXO II - Resultados dos ensaios triaxiais cíclicos	93

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – Esquema via férrea (UIC 719R, 2008, adaptado)	3
Figura 2.2 - Trajetórias de tensão devido ao carregamento (Pestana, 2008).....	4
Figura 2.3 – Trajetória de tensão para um ciclo de carregamento (Pestana, 2008).....	5
Figura 2.4 – Evolução da deformação para n ciclos de carga-descarga (Fortunato, 2005).....	5
Figura 2.5 – Representação do fuso granulométrico	9
Figura 2.6 – Máquina de Los Angeles utilizada.....	11
Figura 2.7 – Cortes esquemáticos transversal e longitudinal da máquina de Los Angeles (Coutinho, 1999)	11
Figura 2.8 – Esferas utilizadas no ensaio de Los Angeles	11
Figura 2.9 – Máquina utilizada no ensaio micro-Deval	12
Figura 2.10 – Esquema do equipamento (Pestana, 2008)	13
Figura 2.11 – Esferas utilizadas no ensaio	13
Figura 2.12 – Aspeto dos principais elementos do equipamento	15
Figura 2.13 – Prensa.....	16
Figura 2.14 – Grupo gerador de pressões.....	17
Figura 2.15 – Câmara triaxial.....	18
Figura 2.16 – Transdutor LVDT (Correia et al, 2006).....	19
Figura 2.17 – Transdutor perimetral LVDT	19
Figura 2.18 – Transdutor axial LVDT	20
Figura 2.19 – Transdutor axial externo LVDT.....	20
Figura 2.20 – Sistema de aquisição de dados.....	22
Figura 2.21 – Gráfico p-q (Fortunato, 2005).....	27
Figura 2.22 – Diferentes estágios associados à deformação permanente (Werkmeister, 2003; adaptado).....	27
 Figura 3.1 – Proveniência dos materiais estudados.....	 31
Figura 3.2 – Colocação do material nos peneiros	32
Figura 3.3 – Curvas granulométricas do calcário antes e após compactação e fuso especificado na ITGEO006.....	33
Figura 3.4 – Curva granulométrica do granito antes e após compactação e fuso especificado na ITGEO006	33
Figura 3.5 – Alturas a utilizar no calculo do equivalente de areia (Pestana, 2008)	35

Figura 3.6 – Ensaio de azul de metileno: a) gobelé no agitador, ainda sem adição de solução de azul de metileno; b) momento em que foi adicionada a solução; c) primeiro teste da mancha efetuado, para o qual o resultado foi negativo; d) aparecimento da auréola azul clara em torno de uma das manchas; e) quatro resultados positivos	37
Figura 3.7 – Ensaio de permeabilidade	40
Figura 3.8 – Permeâmetro utilizado	40
Figura 3.9 – Etapas do ensaio de compactação: a) divisão da amostra por esquarteamento; b) compactação com martelo vibratório; c) alisamento do topo do provete	42
Figura 3.10 – Resultados dos ensaios de compactação do agregado calcário	43
Figura 3.11 – Resultados dos ensaios de compactação do agregado granítico	44
Figura 4.1 – Representação das trajetórias aplicadas a cada provete durante o ensaio	49
Figura 4.2 – Valores do módulo de deformabilidade em função da tensão média	51
Figura 4.3 – Variação do módulo de deformabilidade em função da tensão média em provetes com teores em água distintos e compactação relativa semelhante	52
Figura 4.4 – Variação do módulo de deformabilidade em função da tensão média em provetes com teores em água próximos e compactação relativa distinta	52
Figura 4.5 – Curva de aproximação obtida pelo modelo k- θ para o provete calcário C102-1,4	53
Figura 4.6 – Influência do teor em água no módulo característico	54
Figura 4.7 – Valores do módulo de deformabilidade em função da tensão média	55
Figura 4.8 – Curva de aproximação obtida pelo modelo k- θ para o provete granítico G92-4,1	56
Figura 4.9 – Influência do teor em água no módulo característico	57
Figura 4.10 – Influência do teor em água no módulo característico, para ambos os materiais	58
Figura 4.11 – Deformação axial permanente em provetes de material calcário	59
Figura 4.12 – Deformação axial permanente em provetes de material granítico	59
Figura 4.13 – Deformação axial permanente nos provetes de material granítico e calcário e as respectivas aproximações logarítmicas	62

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 – Fuso granulométrico.....	8
Quadro 2.2 – Quadro resumo das exigências.....	10
Quadro 2.3 – Sinal associado a cada equipamento	21
Quadro 3.1 – Coeficiente de permeabilidade do calcário em função da energia de compactação	41
Quadro 3.2 – Coeficiente de permeabilidade do granito em função da energia de compactação	41
Quadro 3.3 – Resumo dos valores médios das características dos materiais	45
Quadro 4.1 – Trajetória aplicada na fase de condicionamento	47
Quadro 4.2 – Quadro resumo das trajetórias aplicadas em cada ensaio.....	48
Quadro 4.3 – Características dos provetes estudados.....	50
Quadro 4.4 – Parâmetros do modelo k- θ para o material calcário	53
Quadro 4.5 – Módulos característicos obtidos para o material calcário.....	54
Quadro 4.6 – Parâmetros do modelo k- θ para o material granítico.....	56
Quadro 4.7 – Módulos característicos obtidos para o material granítico	57
Quadro 4.8 – Trajetória aplicada no estudo da deformação permanente	61
Quadro 4.9 – Características dos provetes do estudo da deformação permanente.....	61
Quadro 4.10 – Parâmetros da aproximação logarítmica para ambos os materiais	62

SIMBOLOGIA

O significado dos símbolos utilizados é explicitado ao longo do texto. No entanto, considera-se oportuno a apresentação dos mais importantes.

Cc	– coeficiente de curvatura;
Cr	– compactação relativa;
Cu	– coeficiente de uniformidade;
E	– módulo de deformabilidade;
Ec	– módulo de deformabilidade característico;
FI	– índice de achatamento;
K	– coeficiente de permeabilidade;
LA	– coeficiente de Los Angeles;
MB	– valor de azul de metileno;
MDE	– coeficiente micro-Deval;
N	– número de ciclos de aplicação de carga;
p	– tensão normal média;
p _a	– tensão normal média de referência (pressão atmosférica);
q	– tensão deviatórica;
SE	– valor do equivalente de areia;
w	– teor em água;
w _{opt}	– teor em água ótimo;
β	– parâmetro do material;
ε _N	– extensão axial permanente após N ciclos de carga;
ε _a	– extensão axial;
ε _q	– extensão distorcional reversível;
ε _v	– extensão volumétrica reversível;
ε ₁ , ε ₂ , ε ₃	– extensões principais máxima, média e mínima;
ε ₁ ^c	– extensões axial permanente característica;
ε ₁ ^p (20000)	– extensões axial permanente após 20000 ciclos de carga;
ε ₁ ^p (100)	– extensões axial permanente após 100 ciclos de carga;
ε _a ^p	– extensão axial permanente acumulada após N ciclos de carga;
ν	– coeficiente de Poisson;
θ	– primeiro invariante de tensões, θ=σ ₁ +σ ₂ +σ ₃ =3p
σ ₁ , σ ₂ , σ ₃	– tensões principais máxima, intermédia e mínima;

- $\sigma_1^r, \sigma_2^r, \sigma_3^r$ – tensões principais reversíveis máxima, intermédia e mínima;
 ξ – parâmetro característico do material.
 γ_d – baridade seca máxima;

1

INTRODUÇÃO

1.1 ENQUADRAMENTO DO TRABALHO

Ao longo dos anos, as crescentes velocidades praticadas na via férrea associadas ao aumento de carga por eixo, têm conduzido a uma maior deterioração da via e ao consequente aumento dos custos de manutenção e renovação. O aumento da procura deste meio de transporte conduz também a uma limitação dos tempos de interdição das linhas.

O facto de a via poder ser utilizada quer para transporte de passageiros quer para transporte de mercadorias, torna a conceção desta um desafio de engenharia, dado que as condições a que cada situação obriga são distintas (no caso das mercadorias é necessário resistir a maiores cargas por eixo, enquanto que no caso de transporte de passageiros apela-se ao conforto, segurança, rapidez e frequência). Regularmente este desafio é acrescido pelo facto de já existir uma estrutura, que terá de ser sujeita a reabilitação, a fim de cumprir os objetivos propostos.

O nível de exigência imposto hoje em dia às vias férreas obriga a que as deformações verticais do terreno sejam diminutas, tornando o papel da subestrutura extremamente importante e, consequentemente, leva a que o papel do engenheiro geotécnico seja fundamental no sentido de se obter um bom desempenho da via férrea.

Por forma a avaliar o desempenho da subestrutura é necessária uma completa caracterização dos materiais que a compõem. Essa caracterização tem sido feita apenas por ensaios clássicos, tais como, ensaio de Los Angeles, ensaio Micro-Deval, ensaio azul de metileno, ensaio de equivalente de areia, entre outros. Tem-se constatado, no entanto, que os ensaios empíricos mecânicos (Los Angeles e Micro-Deval) permitem apenas avaliar uma fração do material, não prevendo o seu comportamento real e levando, por vezes, à rejeição de material competente. Nos últimos anos tem vindo a ser desenvolvido o ensaio triaxial cíclico, que tem como objetivo simular um carregamento similar ao da passagem de um comboio (ou veículo) e que permite avaliar o desempenho do material como um meio particulado, conduzindo portanto a uma caracterização mais adequada.

1.2. OBJETIVOS DO TRABALHO

Este trabalho tem como objetivo principal avaliar a pertinência de continuar a proceder à seleção de materiais para utilizar nas camadas de apoio de vias-férreas recorrendo apenas a ensaios de caracterização tradicionais. Para tal, procede-se à caracterização de dois agregados britados de granulometria extensa, um granítico e outro calcário, tendo em conta os requisitos necessários para

que os mesmos possam ser aplicados como sub-balastro ferroviário. O material granítico semelhante ao que foi analisado já é de prática corrente ser utilizado nessas funções, contrariamente ao material calcário. Para além da caracterização laboratorial tradicional, procedeu-se à caracterização de ambos os materiais através da realização de ensaios triaxiais de carga cíclica, para avaliar o comportamento resiliente, assim como as deformações permanentes que os materiais exibem ao fim de um determinado número de aplicações de carga. Esta abordagem permitiu comparar o desempenho dos materiais em termos mecanicistas.

1.3. ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

Neste primeiro capítulo é feita uma introdução ao trabalho desenvolvido ao longo desta dissertação.

No segundo capítulo, após um curto enquadramento teórico, é feita uma descrição do comportamento mecânico da via férrea; seguidamente são descritos os requisitos técnicos dos materiais para sub-balastro, tendo em conta as normas em vigor em Portugal. Posteriormente é realizada uma descrição dos métodos de caracterização experimental do comportamento mecânico, onde é feita uma exposição mais pormenorizada do ensaio triaxial cíclico. São ainda mencionados os métodos de modelação quer do comportamento resiliente quer da deformação permanente. Por fim são expostas algumas considerações finais relativas aos temas abordados no capítulo.

O terceiro capítulo foca-se na descrição e apresentação de resultados dos ensaios de caracterização clássicos: i) análise granulométrica; ii) índice de achatamento; iii) equivalente de areia; iv) azul de metileno; v) ensaio de Los Angeles; vi) ensaio micro-Deval; vii) ensaio de permeabilidade; viii) ensaio de compactação. No final do capítulo é apresentado um quadro resumo relativo aos resultados apresentados ao longo do capítulo.

O quarto capítulo apresenta os resultados do ensaio triaxial cíclico e divide-se essencialmente em duas partes: uma parte referente à caracterização do comportamento resiliente e outra relativa à caracterização da deformação permanente.

Por último, no quinto capítulo, são referidas as principais conclusões retiradas da análise feita ao longo de toda a dissertação e ainda apresentadas algumas sugestões para futuros estudos.

2

COMPORTAMENTO MECÂNICO DA VIA FÉRREA

2.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Os primeiros estudos sobre alta velocidade nos anos 70, sugeriram que se continuasse a utilizar a via balastrada clássica dado a sua rigidez, amortecimento e segurança relativamente à resistência aos esforços em causa (Fortunato, 2005).

A via férrea balastrada é uma solução estrutural que, dadas as suas características, na maioria dos casos cumpre os requisitos impostos, de forma economicamente viável, beneficiando do facto de as degradações que venham a ocorrer poderem ser corrigidas por equipamentos mecânicos.

A via férrea balastrada divide-se essencialmente em: i) superestrutura; ii) subestrutura. A superestrutura é constituída pelos carris, elementos de ligação e de apoio, pelas travessas e pelo balastro. A subestrutura por sua vez é constituída pelo sub-balastro e pela fundação (Figura 2.1).

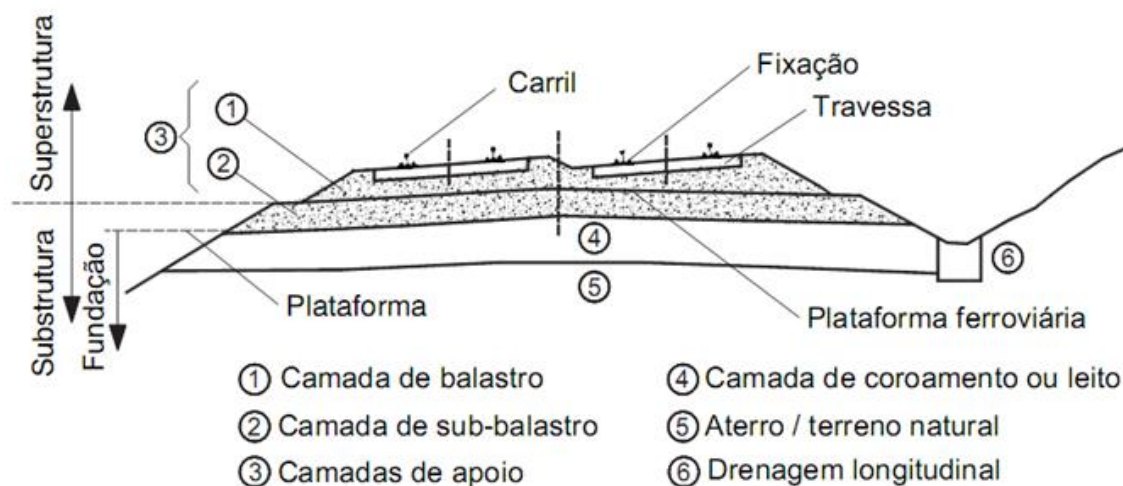


Figura 2.1 - Esquema da via férrea (UIC 719R, 2008, adaptado)

Este trabalho irá essencialmente incidir sobre a camada de sub-balastro. Ao contrário dos elementos da superestrutura, o sub-balastro não terá um desgaste tão elevado tendo, portanto, à partida, uma maior

duração, a qual poderá ser da ordem da vida útil da infra-estrutura, caso os trabalhos de conservação e reabilitação sejam realizados convenientemente.

A camada de sub-balastro tem a finalidade de: reduzir os níveis de tensão nos solos, mantendo constante a espessura do balastro, que deve ser constante a fim de facilitar as operações de reabilitação e conservação; criar uma barreira entre a fundação e o balastro de modo a evitar a migração das partículas finas; reduzir o desgaste da fundação devido à ação mecânica do balastro; impermeabilizar, de modo a que as águas que caem no balastro não cheguem à fundação; drenar e filtrar as águas provenientes da fundação, permitindo que estas águas escoem mas retendo os elementos finos de modo a que estes não passem para o balastro.

É importante referir que a deformabilidade vertical do balastro é fortemente influenciada pelas características da superfície onde se apoia.

O número de camadas do sub-balastro, assim como a sua espessura e características, dependem de vários fatores: i) características intrínsecas do material utilizado; ii) da própria fundação (sua natureza e propriedades); iii) condições climáticas e hidrogeológicas; iv) tipo e frequência do tráfego; v) características da superestrutura.

Normalmente é exigido que o sub-balastro seja pouco deformável e tenha baixa permeabilidade.

O bom funcionamento da via férrea depende também de um bom sistema de drenagem. A camada de sub-balastro deve ter uma inclinação adequada que permita que a água afluyente seja rapidamente encaminhada para fora da via. Em escavação, a camada de sub-balastro deve acabar sobre um dreno superficial ou sobre uma valeta de superfície.

2.2. DESCRIÇÃO DO COMPORTAMENTO MECÂNICO

A trajetória de tensão na subestrutura associada à passagem do comboio é complexa. A figura 2.2 ilustra os picos de tensão (vertical, horizontal e de corte) aos quais os elementos estão sujeitos. Durante o carregamento, as sucessivas posições da carga em relação a um determinado elemento de solo provocam a rotação dos eixos das tensões principais.

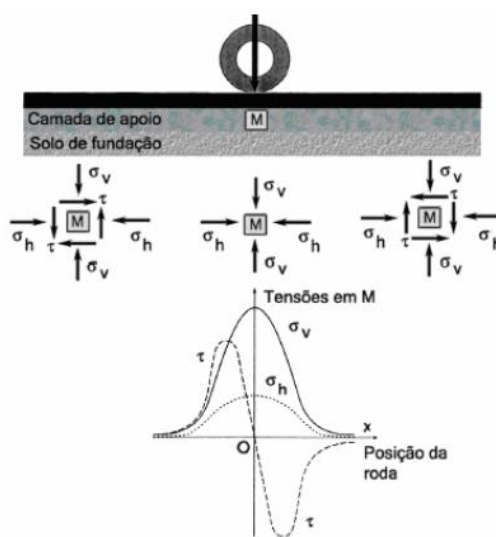


Figura 2.2 - Trajetórias de tensão devido ao carregamento (Pestana, 2008).

A deformação associada a estas camadas granulares pode dividir-se em duas partes: i) deformação resiliente (recuperável); ii) deformação permanente, tal como o ilustrado na Figura 2.3. A natureza da deformação dos agregados em camadas granulares ainda não é totalmente compreendida; contudo acredita-se que está intimamente relacionada com três mecanismos: variação volumétrica, distorção e atrito.

O mecanismo de variação volumétrica está associado à compactação e consolidação do meio particulado. O mecanismo de distorção está associado à flexão, deslizamento e rolamento das partículas, sendo que o fenómeno de flexão assume importância em partículas achatadas enquanto o deslizamento e rolamento aplicam-se a partículas arredondadas. O mecanismo de atrito conduz ao esmagamento das partículas quando a carga aplicada excede a própria resistência das partículas. O processo de esmagamento é progressivo e pode iniciar-se a níveis de tensão relativamente baixos; está associado a diferentes fatores: i) forma e dimensão dos grãos; ii) nível de carga aplicado; iii) mineralogia; iv) resistência individual das partículas.

Para os primeiros ciclos de aplicação de carga, a deformação permanente acumulada pode aumentar significativamente, enquanto a parcela de deformação reversível vai diminuindo, traduzindo um aumento da rigidez do material (Figura 2.4). Para os materiais que exibem um comportamento adequado, ao fim de um determinado número de ciclos, o acréscimo de deformação permanente tende a ser reduzido e a deformação associada a cada aplicação de carga é quase totalmente recuperável, entrando o material num regime próximo do elástico.

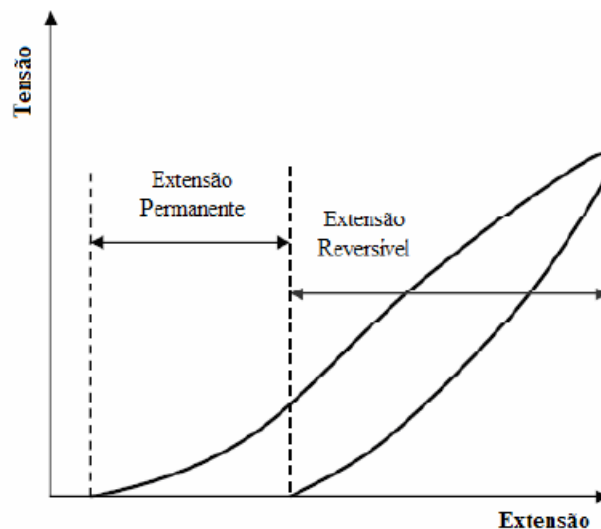


Figura 2.3- Trajetória de tensão para um ciclo de carregamento (Pestana, 2008).

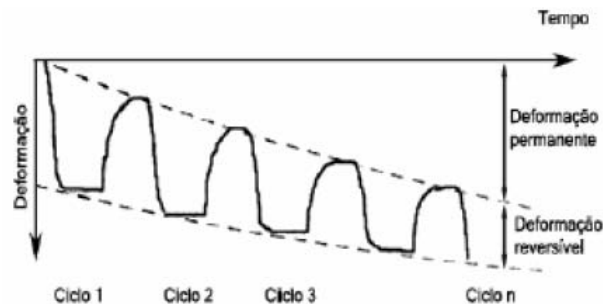


Figura 2.4 - Evolução da deformação para n ciclos de carga-descarga (Fortunato, 2005).

A parcela de deformação reversível está associada ao módulo resiliente (ou reversível), M_r , o qual pode ser definido por:

$$M_r = \frac{\sigma_d}{\varepsilon_1^r} \quad (2.1)$$

sendo

$$\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3 \quad (2.2)$$

com

σ_d – tensão deviatória;

σ_1 – tensão axial;

σ_3 – tensão de confinamento;

ε_1^r – extensão axial reversível.

Relativamente à resposta plástica, muito menos pesquisa foi feita, quando comparada com o estudo do comportamento resiliente, em parte porque envolve ensaios mais demorados.

Estudos efetuados referem que o módulo reversível e a deformação permanente acumulada dos materiais granulares são dos fatores que mais influenciam a resposta estrutural e o desempenho da via férrea.

O comportamento dos materiais granulares é influenciado por diversos fatores: i) nível de tensão aplicado; ii) compacidade do material; iii) teor em água do material; iv) granulometria, quantidade de finos, forma das partículas e dimensão máxima do agregado; v) história de tensões e o número de aplicações de carga; vi) reorientação das tensões principais; vii) duração do carregamento, frequência e sequência de carregamento.

Diversos estudos têm permitido tirar algumas conclusões relativamente à importância de cada um dos fatores acima descritos, na resposta elástica e plástica dos materiais granulares.

Lekarp et al. (2000a) refere algumas conclusões de diversos autores relativas à deformação resiliente, entre as quais se destacam:

- A resposta resiliente é afetada sobretudo pelo nível de tensão aplicado e pelo teor em água da mistura (Lekarp et al., 2000a);
- O módulo resiliente aumenta substancialmente com a pressão de confinamento e ligeiramente com a tensão deviatória (Lekarp et al., 2000a);
- O aumento de teor em água, em particular quando a mistura se encontra próxima da saturação, leva a reduções drásticas do módulo resiliente (Haynes e Yoder, 1963; Hicks e Monismith, 1971; Barksdale e Itani, 1989; Dawson, 1996; Heydinger, 1996);
- O aumento da compacidade conduz a um aumento do módulo resiliente (Trollope, 1962; Hicks, 1970; Robinson, 1974; Rada e Witczak, 1981; Kolisoja, 1997); contudo, alguns autores defendem que este fator pouco afeta a resposta elástica (Thom e Brown, 1988; Brown e Selig, 1991);

- Relativamente à quantidade de finos ainda existem algumas contradições, embora muitos autores defendam que o módulo resiliente diminui com o aumento destes (Thom e Brown, 1987; Kamal, 1993);
- Vários autores concluíram que a resposta resiliente ao fim de um determinado número de ciclos se mantinha constante (Hicks, 1970; Allen e Thompson, 1974);
- Agregados de forma angular apresentam valores de módulo resiliente superiores aos agregados arredondados (Hicks, 1970; Hicks e Monismith, 1971; Allen, 1973; Allen e Thompson, 1974; Thom, 1988; Barksdale e Itani, 1989; Thom e Brown, 1989);
- Segundo vários autores, tanto a duração como a frequência do carregamento não têm praticamente influência na resposta resiliente (Seed, 1965; Morgan, 1966; Hicks, 1970; Boyce, 1976; Thom e Brown, 1987), sendo que quando o teor em água se apresenta próximo do de saturação, o módulo resiliente pode diminuir significativamente com o aumento da frequência da aplicação de carga. Hicks (1970) e Allen (1973) concluíram que a sequência de aplicação da carga não tem qualquer efeito na resposta resiliente.

Relativamente à deformação permanente, Lekarp et al. (2000b) apresentam algumas conclusões de diversos autores, entre as quais se salientam:

- A deformação permanente está diretamente relacionada com a tensão deviatórica e inversamente relacionada com a tensão de confinamento (Morgan, 1966);
- Alguns investigadores concluíram que o facto de ocorrer a reorientação das tensões principais durante o carregamento leva a aumentos significativos da deformação plástica em camadas granulares (Youd, 1972; Chan, 1990);
- Relativamente ao número de aplicações de carga as conclusões são divergentes, sendo que alguns autores defendem que a deformação permanente aumenta continuamente com o carregamento (Morgan, 1966; Barksdale, 1972; Sweere, 1990), enquanto outros autores defendem que a deformação plástica estabiliza ao fim de um determinado número de aplicações de carga (Brown e Hyde, 1975; Paute, 1996). Existem ainda autores que defendem que a estabilização ocorre quando os níveis de tensão são baixos mas que tal não ocorre quando os níveis de tensão são elevados (Lekarp, 1997; Lekarp e Dawson, 1998);
- Teores em água próximos da saturação, conduzem a uma redução rápida e acentuada da resistência à deformação plástica, pelo que uma adequada drenagem é essencial para um bom desempenho dos materiais (Lekarp et al., 2000b);
- O grau de compacidade é determinante no comportamento do material; quanto mais compacto estiver, menor será a deformação permanente (Holubec, 1969; Barksdale, 1972; Allen, 1973; Marek, 1977; Thom e Brown, 1988);
- O aumento da quantidade de finos conduz a maiores deformações (Barksdale, 1972, 1991; Thom e Brown, 1988);
- Quanto à forma dos agregados, acredita-se que agregados mais angulosos sofrem deformações menores do que agregados arredondados (Allen, 1973).

O facto de o carregamento nas linhas férreas ser do tipo cíclico, com níveis de tensões variáveis, torna complexa a modelação do seu comportamento. Neste trabalho o comportamento dos materiais granulares será avaliado através do ensaio triaxial cíclico; contudo, as solicitações impostas na realidade serão sempre distintas das impostas durante o ensaio, não permitindo este a reorientação das tensões principais.

2.3. REQUISITOS TÉCNICOS RELATIVOS AOS MATERIAIS DE SUB-BALASTRO

Os requisitos impostos aos materiais que são utilizados como sub-balastro não são iguais em todos os países (UIC, 2008). Os requisitos indicados em seguida são os estabelecidos em Portugal pela REFER, através da Instrução Técnica ITGEO006. Este documento tem como objetivo definir as características técnicas do sub-balastro, a utilizar como camada de apoio de vias férreas, as condições em que deve ser aplicado em obra e o controlo da qualidade a que deve ser submetido.

2.3.1. ORIGEM E NATUREZA

O material a utilizar resultará da extração em pedreiras ou de escavação em linha ou de áreas de empréstimo, sendo posteriormente sujeito a uma seleção. Não pode conter fragmentos de madeira, matéria orgânica, metais, plásticos, rochas alteradas nem materiais tixotrópicos, expansivos, solúveis, putrescíveis, combustíveis ou poluentes.

2.3.2. GRANULOMETRIA

No que respeita à granulometria, o material deve ser bem graduado e deve cumprir o fuso granulométrico apresentado no Quadro 2.1 e na Figura 2.5.

Quadro 2.1 - Fuso granulométrico

Fuso granulométrico do sub-balastro	
Peneiro	% que passa (em peso)
40	100
31,5	90-100
20	70-90
16	62-85
8	46-66
4	32-52
2	24-40
0,5	11-24
0,25	8-19
0,063	4-8

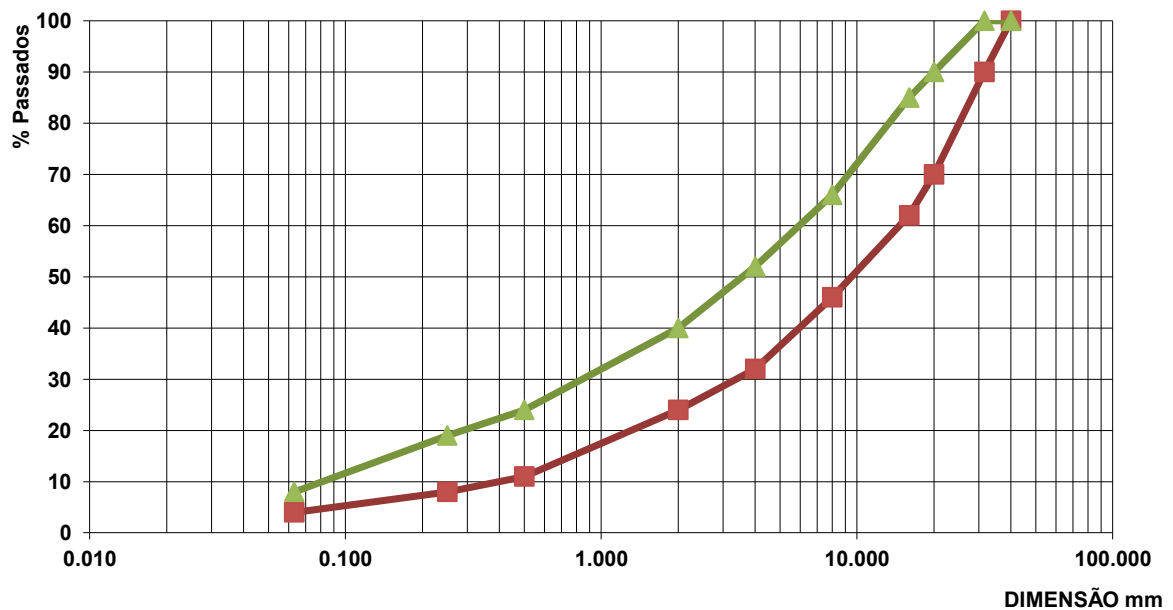


Figura 2.5 - Representação do fuso granulométrico

2.3.3. QUALIDADE DOS FINOS

O valor de azul de metileno corrigido, ou seja, o valor de azul expresso em g/kg multiplicado pela percentagem da fração passada no peneiro 2 mm, tem de ser inferior a 1.

$$VAc = VA \times \%passados\#2mm \quad (2.3)$$

2.3.4. FORMA

Este parâmetro é avaliado pelo índice de achatamento (FI), cujo valor especificado como limite é 20.

2.3.5. RESISTÊNCIA MECÂNICA

A resistência destes materiais é medida pelo coeficiente de Los Angeles (LA) e pelo coeficiente micro-Deval húmido (MDE). As seguintes condições devem ser cumpridas:

- $LA \leq 25\%$
- $MDE \leq 18\%$
- $LA + MDE \leq 40\%$

2.3.6. PERMEABILIDADE

O coeficiente de permeabilidade (K) do material a aplicar na camada de sub-balastro, compactado a 100%, deve ser inferior ou igual a 10^{-6} m/s. O ensaio será realizado com permeâmetro de carga variável.

2.3.7. QUADRO RESUMO

O quadro abaixo indica resumidamente os requisitos que devem apresentar os materiais a utilizar como sub-balastro, segundo a ITGEO006.

Quadro 2.2 - Quadro resumo das exigências

Propriedade	Camada de sub-balastro
VAc	≤ 1
FI	< 20
LA	$\leq 25\%$
MDE	$\leq 18\%$
LA + MDE	$\leq 40\%$
K	$\leq 10^{-6}$ m/s

2.4. CARACTERIZAÇÃO EXPERIMENTAL DO COMPORTAMENTO MECÂNICO

A caracterização mecânica dos materiais é essencial para verificar se estes resistem adequadamente às solicitações impostas. A nível laboratorial essa caracterização pode ser feita recorrendo a três ensaios:

- Fragmentação de Los Angeles;
- Desgaste Micro-Deval;
- Ensaio triaxial cíclico.

Os dois primeiros permitem avaliar a resistência mecânica das partículas, enquanto o ensaio triaxial avalia o comportamento do material enquanto meio granular.

2.4.1. ENSAIO DE LOS ANGELES

Este ensaio permite avaliar a resistência das partículas à abrasão e choque e, indiretamente a resistência mecânica do agregado. Este ensaio é realizado segundo a norma NP EN 1097-2 (2002).

O ensaio de fragmentação pelo método de Los Angeles consiste em introduzir o agregado, com uma granulometria especificada, num tambor cilíndrico de diâmetro e comprimento interior de cerca de 701 mm e 508 mm (Figura 2.6), respetivamente, e imprimir um movimento de rotação em torno do seu eixo colocado na posição horizontal (Figura 2.7). A carga abrasiva utilizada corresponde a um determinado número de esferas metálicas (Figura 2.8), cada uma com diâmetro entre os 45 mm e os 49mm e peso entre 390 e 445g. O número de esferas é função da granulometria do agregado. O conjunto sofre 1000 rotações (no caso do agregado com dimensão entre 76,1 e 25,4 mm) ou 500 rotações (caso a dimensão do agregado se encontre entre 38,1mm e 2,38mm), a uma velocidade entre 30 a 33 rotações por minuto. Considera-se desgastado o material que no fim do ensaio passa no peneiro 1,6 mm.



Figura 2.6 - Máquina de Los Angeles utilizada.

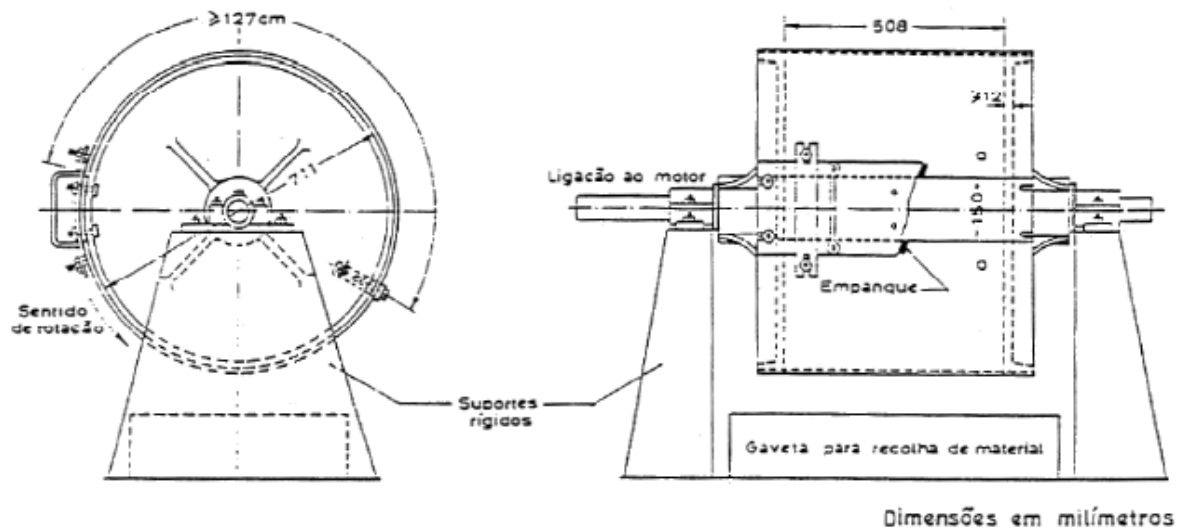


Figura 2.7 - Cortes esquemáticos transversal e longitudinal da máquina de Los Angeles (Coutinho, 1999).



Figura 2.8 - Esferas utilizadas no ensaio de Los Angeles.

De acordo com a norma acima referida, a amostra de agregado de 15kg na fração granulométrica de 10 mm a 14 mm é reduzida a 5 kg e rodada no interior do tambor, juntamente com as esferas de aço. No final do ensaio, é possível determinar o coeficiente de Los Angeles, que corresponde a um indicador da fragmentação do agregado, expresso na % de massa inicial do provete que passa pelo peneiro 1,6 mm após conclusão do ensaio, dado pela expressão:

$$LA = \frac{5000-m}{5000} \times 100\% \quad (2.4)$$

em que m corresponde à massa retida no peneiro 1,6 mm, em gramas.

2.4.2. ENSAIO MICRO-DEVAL

O ensaio de resistência ao desgaste de micro-Deval destina-se à avaliação do desgaste por abrasão e choque (fricção) das partículas do agregado com granulometria entre 10 mm e 14 mm, quando sujeitas a uma carga abrasiva em determinadas condições específicas. Este ensaio encontra-se descrito na norma NP EN 1097-1 (2002).

A máquina do ensaio micro-Deval consiste num conjunto de 1 a 4 tambores em aço inoxidável, cujo diâmetro é de 200 mm e o seu comprimento ronda os 154 mm. Os tambores apoiam-se em dois suportes que rodam, segundo um eixo horizontal (Figura 2.9 e Figura 2.10), a uma velocidade de 100 rotações por minuto. Neste ensaio a carga abrasiva utilizada corresponde a esferas de aço de 10 mm de diâmetro (Figura 2.11). O ensaio pode ser realizado com ou sem presença de água, pelo que se designa por micro-Deval húmido ou micro-Deval seco.



Figura 2.9 - Máquina utilizada no ensaio micro-Deval.

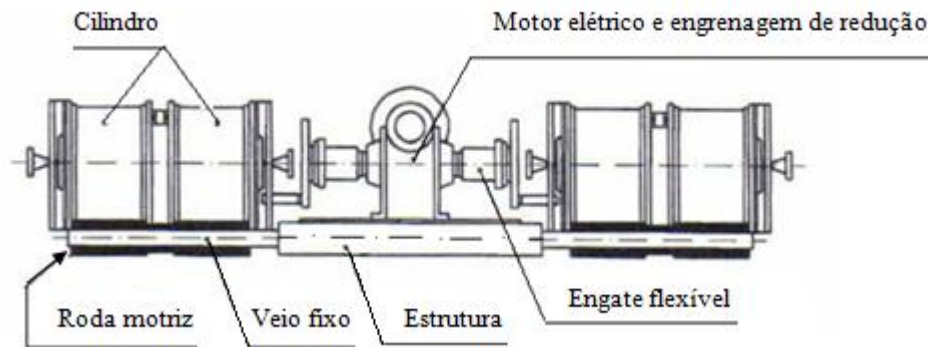


Figura 2.10 - Esquema do equipamento (Pestana, 2008).



Figura 2.11 - Esferas utilizadas no ensaio.

Segundo a norma acima indicada, uma amostra de 2 kg de agregado (de fração granulométrica entre 10 mm e 14 mm) é reduzida a dois provetes de 500 g, sendo cada um submetido a uma carga abrasiva (esferas de aço). No caso de se tratar do ensaio húmido, são adicionados a cada cilindro 2,5 litros de água. A duração do ensaio corresponde a 120 minutos, 12000 rotações, e tal como no ensaio de Los Angeles, considera-se desgastado o material que no fim do ensaio passa no peneiro 1,6 mm.

O coeficiente de micro-Deval avalia o desgaste do material, expresso na % de massa inicial do provete que passa pelo peneiro 1,6 mm após conclusão do ensaio, dado pela expressão:

$$MDE = \frac{500-m}{500} \times 100\% \quad (2.5)$$

em que m corresponde à massa retida no peneiro 1,6 mm, em gramas.

O método de referência é efetuado com os agregados secos com adição de água, contudo o ensaio pode também ser efetuado sem adição de água.

O ensaio de micro-Deval tende a polir as partículas do agregado enquanto o ensaio de Los Angeles tende a partir as partículas.

2.4.3. ENSAIO TRIAXIAL CÍCLICO

O ensaio triaxial de carga repetida começou por ser desenvolvido por Barksdale. Trata-se de um ensaio que tem como objetivo a caracterização mecânica de materiais para camadas de apoio de infra-estruturas de transporte. Simula o comportamento imposto pelo tráfego e as sobrepressões devido às camadas superiores. Através do ensaio triaxial cíclico é possível analisar o comportamento reversível do material, assim como a sua deformação permanente, de modo a ser possível avaliar a sua adequação, em particular para ser colocado como material de sub-balastro numa via férrea.

Apesar de o ensaio ser interessante para a caracterização destes materiais, ele não reproduz inteiramente o estado de tensão complexo que se verifica *in situ*, como anteriormente se referiu.

Os procedimentos de ensaio que se seguiram neste trabalho encontram-se especificados na norma europeia EN 13286-7 *Unbound and hydraulically bound mixtures - Part 7: Cyclic load triaxial test for unbound mixtures*.

De acordo com esta norma, os ensaios podem ser conduzidos segundo dois métodos distintos:

- Método A - tensão deviatórica e pressão de confinamento variam em fase, ciclicamente.
- Método B - tensão deviatórica varia ciclicamente, enquanto a pressão de confinamento é mantida constante ao longo de cada ciclo de carga e descarga.

De acordo com o nível de tensão ao qual os materiais estarão sujeitos *in situ*, é possível optar pelas trajetórias correspondentes a um nível de tensão elevado ou aplicar as trajetórias respeitantes ao nível de tensão baixo.

A norma indica três procedimentos distintos: um procedimento para o estudo do comportamento resiliente; dois procedimentos para o estudo da deformação permanente, utilizando um determinado nível de tensão, ou um procedimento multi-estágio.

Os resultados do ensaio referentes ao estudo do comportamento resiliente permitem determinar valores do módulo de elasticidade para diferentes níveis de tensão, ou determinar parâmetros de modelação de comportamento elástico não linear. No início do ensaio o provete é condicionado, a fim de estabilizar as deformações permanentes do material e este apresentar um comportamento resiliente. O condicionamento é feito aplicando um elevado número de ciclos de carga (20000 ciclos), associados apenas a uma trajetória de tensão. Com o propósito de estudar o comportamento resiliente aplicam-se de seguida diferentes trajetórias de tensão, sendo que cada uma é aplicada apenas 100 vezes. Antecipadamente tem de ser definido o intervalo de tensões ao qual o material estará sujeito *in situ* de modo a optar pelo conjunto de trajetórias de tensão mais adequado (nível de tensão elevado ou nível de tensão baixo).

A deformação permanente do material é estudada aplicando ao material um elevado número de ciclos (80000 no mínimo), associados apenas a uma trajetória de tensão, segundo o método A ou o método B, sem condicionamento prévio. Através dos resultados é possível determinar a deformação permanente do material para um nível de tensão particular, ou parâmetros de modelação da deformação permanente.

O ensaio multi-estágio é realizado para uma avaliação rápida da deformação permanente, produzida por várias sequências de carga crescentes. O ensaio é terminado quando a deformação permanente acumulada excede um determinado limite estabelecido.

2.5. DESCRIÇÃO DO EQUIPAMENTO DO ENSAIO TRIAXIAL CÍCLICO UTILIZADO

O equipamento utilizado no âmbito deste estudo (Figura 2.12), é constituído por: i) uma câmara triaxial; ii) um sistema de aplicação de carga axial; iii) um sistema de aplicação de pressão de confinamento; iv) sistemas de controlo da pressão axial e da pressão radial aplicadas; v) transdutores para a medição das várias grandezas; vi) um sistema condicionador de sinais; vii) um sistema de aquisição de dados e um computador. No computador está implementado um sistema informático que permite ao operador transmitir automaticamente a informação aos sistemas de aplicação e controlo, realiza também o processamento e armazenamento de dados e apresenta, em tempo real, vários gráficos predefinidos pelo operador.

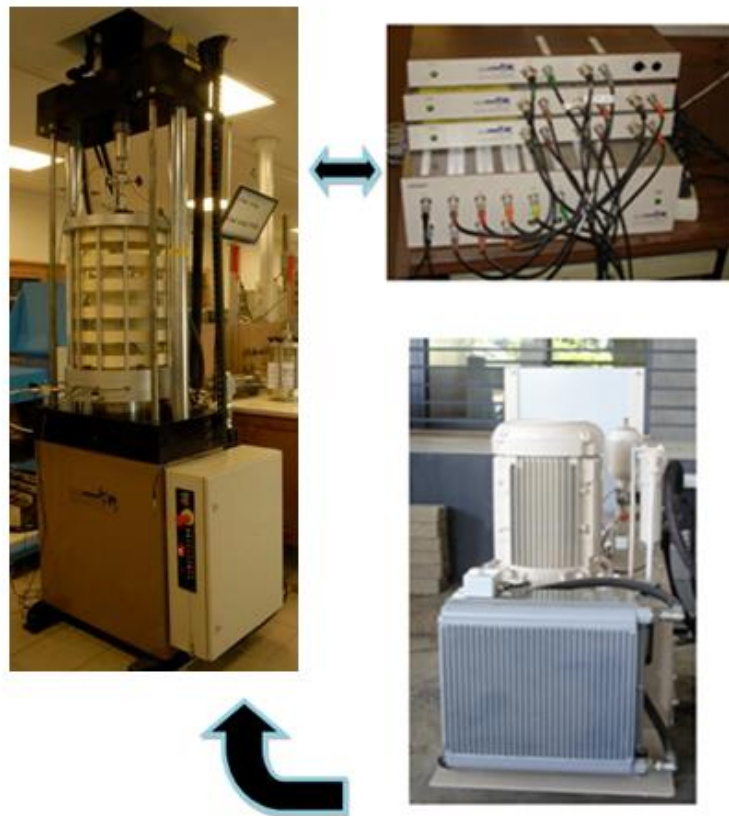


Figura 2.12 – Aspetos dos principais elementos do equipamento.

O equipamento de medição é composto por medidores externos e medidores internos. Os medidores internos encontram-se dentro da câmara triaxial e estão diretamente ligados ao provete. O equipamento de medição é do tipo:

- Transdutores de pressão
- Medidores de volume
- Medidores de deformação linear
- Medidores de deformação radial

É colocado um transdutor de deformação axial externamente a fim de se comparar os resultados com os transdutores axiais colocados no próprio provete.

2.5.1. PRENSA

A prensa utilizada neste trabalho (Figura 2.13) está dimensionada para cargas até 100 kN e preparada para albergar câmaras triaxiais correspondentes a provetes de dimensões de 200 mm de diâmetro e 400 mm de altura, podendo estas dimensões ser aumentadas caso se efetuem certas adaptações. É importante referir que o pórtico da prensa é móvel, adaptando-se portanto a câmaras de dimensões inferiores. No topo do pórtico existe um cilindro atuador para aplicação de carga axial dinâmica; na parte traseira encontra-se um segundo atuador, de características idênticas, para a aplicação da pressão de confinamento. Um conjunto de tubagens de alta pressão liga os atuadores dinâmicos a um bloco de distribuição, que por sua vez é ligado ao grupo gerador de pressões.



Figura 2.13 - Prensa.

2.5.2. GRUPO GERADOR DE PRESSÕES

O grupo gerador utilizado neste trabalho (Figura 2.14) é um grupo hidráulico de grande capacidade, composto por um motor elétrico de 18,5 kW com um consumo de 35 Amperes, que obrigou à adaptação de uma extensão elétrica dedicada exclusivamente à sua alimentação e um depósito de óleo hidráulico com capacidade de 200 litros. Trata-se de um equipamento bastante ruidoso e como tal obrigou a implementação de um sistema de atenuação do ruído a fim de as condições de trabalho dos técnicos de laboratório não serem comprometidas. A sua localização foi também condicionada pelo facto de gerar uma grande quantidade de calor, devido à grande potência do grupo; contudo este não poderia ficar demasiado afastado dos atuadores pois isso implicaria perdas de potência, tendo o fornecedor indicado um comprimento máximo das tubagens, que ligam o grupo gerador aos atuadores,

de 15 metros de comprimento. O equipamento tem capacidade para gerar pressões máximas de 24 MPa com uma fluência de 36 litros por minuto.



Figura 2.14 - Grupo gerador de pressões.

2.5.3. CÂMARA TRIAXIAL

A câmara utilizada (Figura 2.15) tem capacidade para albergar provetes até 200 mm de diâmetro e 400 mm de altura, sendo a distância interior, entre o provete e a câmara, suficientemente grande para que a instrumentação seja facilmente colocada. Como já foi referido, é possível ensaiar provetes de dimensões superiores (250 mm de diâmetro e cerca de 470 mm de altura), realizando pequenas alterações no equipamento que efetua a ligação do provete com os aparelhos de medida e nas peças da base e topo do provete. A base da câmara é constituída por um anel perfurado que permite a passagem de cabos elétricos respeitantes aos instrumentos de medição (12 instrumentos no máximo - um cabo por equipamento). A base contém ainda 6 ligações relativas às válvulas de drenagem e saturação, para a instalação dos medidores de pressão e contra-pressão do provete e enchimento e purga da câmara. O colo de passagem do pistão é efetuado por *orings* de elevada estanquidade conjuntamente com um sistema de rolamentos, a fim de reduzir o atrito do pistão.



Figura 2.15 - Câmara triaxial.

2.5.4. SISTEMA DE AQUISIÇÃO DE DADOS E EQUIPAMENTOS MEDIDORES

O sistema de aquisição de dados é composto essencialmente por três unidades principais individualizadas:

- Células de força e de pressão;
- Transdutores eletrónicos analógicos (de diferentes tipos);
- Condicionadores de sinal dos transdutores, que neste caso funcionam como amplificador de sinal;
- Ponte de leitura.

A célula de carga utilizada, encontra-se no interior da câmara triaxial, sendo portanto submersível, e é utilizada para a medição da força de compressão axial aplicada no provete. Esta célula é caracterizada por ter um campo de medição de 64 kN, e uma sensibilidade nominal de 3,03952 kN/mV com uma percentagem de erro de não linearidade de $\pm 0,009\%$. Esta célula encontra-se ligada a um amplificador de 2,506, sendo o campo de medição da célula de 32 kN e esta apresenta uma sensibilidade de 1,21289 kN/mV.

As células de pressão destinam-se a medir a pressão de confinamento e a pressão neutra aplicadas no provete, ambas com um campo de medição de 500 kPa, com uma sensibilidade que ronda os 4,9 kPa/mV e um erro de não linearidade inferior a $\pm 0,15\%$. Ambas as células são instaladas na base da câmara triaxial.

Os transdutores utilizados são do tipo LVDT (Linear Variable Differential Transformer). Estes transdutores de deslocamento consistem em três enrolamentos, um primário e dois secundários equipados com um núcleo móvel de elevada permeabilidade magnética (Figura 2.16). Simplificadamente o seu funcionamento pode ser explicado da seguinte maneira: quando uma tensão é aplicada no enrolamento primário, este impele uma tensão nos enrolamentos secundários e o sinal elétrico produzido é proporcional à posição relativa que o núcleo ocupa nos enrolamentos, ou seja, a

tensão induzida nos enrolamentos secundários relaciona-se diretamente com a deformação sofrida pelo provete, através de uma relação linear (Gomes Correia et al., 2006).

Os medidores LVDT utilizado são do tipo D5/200WRA (submersíveis), cujo campo de medição é de 10mm, com uma sensibilidade de aproximadamente 0,00052 mm/mV e um erro de não linearidade inferior a $\pm 0,25\%$.

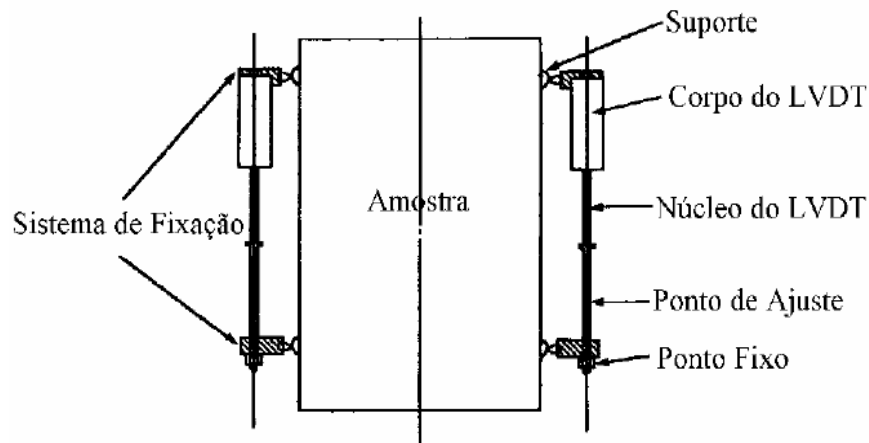


Figura 2.16 - Transdutor LVDT (Gomes Correia et al., 2006).

São colocados no provete seis transdutores deste tipo, três axialmente e três perimetralmente.

O sistema de fixação adotado para os transdutores perimetrais, consiste numa corrente de roletes apoiada num *oring* que impede o deslocamento vertical mas permite que os transdutores se movam perimetralmente. Os roletes das pontas encontram-se unidos por duas molas helicoidais (Figura 2.17). No total são colocados três transdutores, um deles a meia altura do provete, e os outros afastados cerca de 15 cm, acima e abaixo daquele.

Os transdutores axiais (Figura 2.18) são alinhados com o eixo do provete e afastados entre si perimetralmente de 120° . Os dispositivos de fixação destes equipamentos são aparafusados em buchas metálicas que são colocadas no interior do provete após a sua construção e antes da desmoldagem.



Figura 2.17 - Transdutor perimetral LVDT.



Figura 2.18 - Transdutor axial LVDT.

Complementarmente é colocado também um transdutor de deformação axial externo à câmara (Figura 2.19), a fim de medir o deslocamento do êmbolo do atuador relativamente ao topo da câmara triaxial. Este transdutor, do tipo LVDT HS50B, possui um campo de medição de ± 50 mm, um erro de não linearidade de $\pm 0,1\%$ e uma sensibilidade de $0,000137$ mm/mV.



Figura 2.19 - Transdutor axial externo LVDT.

Em resumo, no total são colocados três transdutores perimetrais, três medidores de deformação axial e uma célula de força de 64 kN no interior da câmara triaxial. Externamente são colocados: um medidor de pressão/volume, um transdutor da pressão para a avaliação da pressão de confinamento, um segundo transdutor de pressão para medição da pressão neutra e um medidor de deslocamento axial (transdutor axial externo colocado no topo da câmara triaxial).

Estes equipamentos estão ligados entre si por canais de aquisição individualizados. Todo o sistema de aquisição encontra-se ligado a um computador no qual está instalado um *software* específico que reconhece o sinal obtido em cada canal e efetua o tratamento dos dados, assim como armazena os registos num ficheiro de dados que posteriormente podem ser importados para uma folha de *Excel*. Os transdutores que apresentam sinais baixos são ligados a um condicionador de sinal (Figura 2.20) que posteriormente reenvia o sinal amplificado para a ponte de leitura; caso o transdutor emita um sinal forte, não será necessária a ligação ao amplificador de sinal, e este é ligado diretamente à ponte de leitura. Neste caso, existem no total três aparelhos distintos condicionadores de sinal, sendo que cada um suporta no máximo três canais de aquisição.

O equipamento de leitura é composto por 16 canais de aquisição. A ponte de leitura não é mais do que um conversor de sinais analógicos em digitais que pode digitalizar um sinal analógico no máximo entre 0 e 10000 milivolt, através de um conversor de 16 bit. O sinal associado a cada um dos equipamentos encontra-se discriminado no quadro 2.3.

Quadro 2.3 - Sinal associado a cada equipamento.

Equipamento	Sinal associado
Célula de força	10000 mV
Transdutores axiais	10000 mV
Transdutores perimetrais	10000 mV
Células de pressão	100 mV
Transdutor axial externo	100 mV

Este equipamento além de funcionar como um sistema de aquisição, pode também funcionar como sistema de controlo, quando combinado com sistemas atuadores, podendo ser impostas cargas axiais e pressões de confinamento, em fase, de forma cíclica, a partir do *software GDSLAB*[®]. O controlo é feito essencialmente através da imposição do nº de ciclos, tempos relativos aos patamares de carga e descarga, assim como os valores máximos e mínimos correspondentes às pressões de confinamento e cargas axiais.

Por intermédio do computador, o operador inicia o ensaio, o qual é sempre precedido por uma sessão de testes a fim de confirmar que todos os equipamentos se encontram funcionais.

O número de ciclos assim como os ciclos em que a informação será gravada, são escolhidos pelo operador, pois no caso em que os ensaios envolvem um número de ciclos extremamente elevado (condicionamento do provete, por exemplo) o armazenamento integral dos dados resultantes da aquisição daria origem a um ficheiro de dimensão muito elevada, difícil de analisar, sem se obter informação relevante.

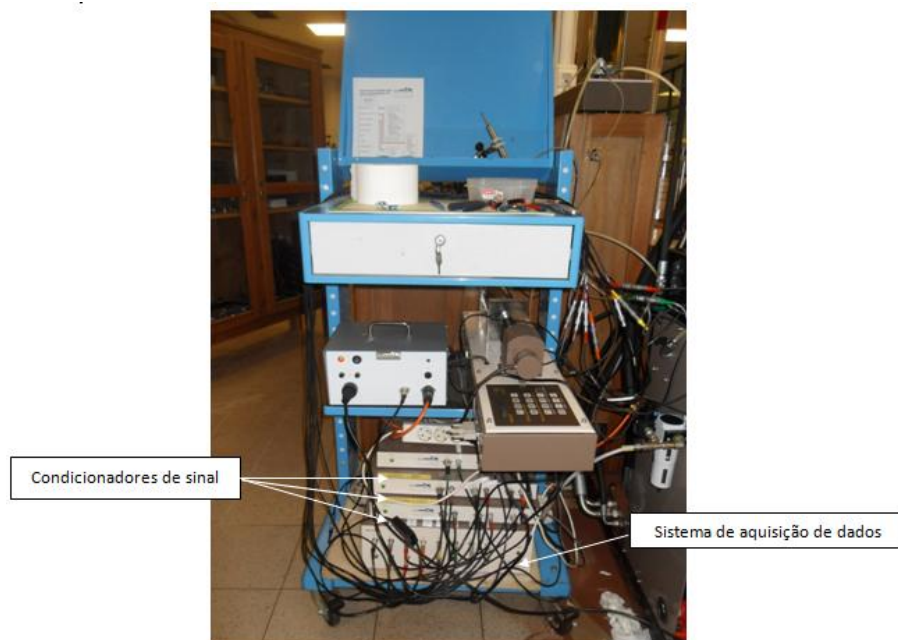


Figura 2.20 - Sistema de aquisição de dados.

2.6. MODELAÇÃO DO COMPORTAMENTO REVERSÍVEL DOS MATERIAIS

Ao longo dos anos, vários autores tentaram modelar a relação tensão-deformação dos materiais granulares não ligados. Dada a complexidade do problema, foi muito difícil para os autores combinar os princípios da mecânica dos solos com a simplicidade que é exigida nos procedimentos de análise da resposta do material (Lekarp et al, 2000a).

Como refere Fortunato (2005), a modulação do comportamento reversível tem sido expressa de duas maneiras distintas:

- Modelação baseada no módulo resiliente e no coeficiente de Poisson;
- Modelação baseada na decomposição das tensões e deformações segundo as suas componentes volumétricas e distorcionais.

2.6.1. MODELAÇÃO COM BASE NO MÓDULO RESILIENTE E NO COEFICIENTE DE POISSON

Neste caso a relação tensão-deformação é caracterizada por um módulo reversível dependente da tensão e por um coeficiente de Poisson constante ou dependente do nível de tensão (Fortunato, 2005).

Vários investigadores tentaram traduzir matematicamente a relação entre o módulo resiliente e a tensão aplicada, tendo por base resultados de ensaios triaxiais com tensão deviatória cíclica e com pressão de confinamento constante.

2.6.1.1. MODELO K- Θ

De acordo com o estado de arte realizado pelos autores Lekarp et al. (2000a), Seed (1967), Brown e Hyde (1975) e Hicks (1970) sugeriram uma relação hiperbólica, mais conhecida como modelo K- Θ , que na forma mais simples se traduz por:

$$Mr = k1. \theta^{k2} \quad (2.6)$$

em que:

$k1$ e $k2$ - parâmetros intrínsecos do material determinados em ensaios

θ - soma das tensões principais ($\sigma_1 + 2\sigma_3 = 3p$)

Contudo este modelo apresenta várias falhas, nomeadamente o facto de no cálculo das deformações radiais de considerar o coeficiente de Poisson constante conduz a resultados irrealistas. Vários estudos demonstraram que o coeficiente de Poisson não é constante e que varia de acordo com as tensões aplicadas (Lekarp et al., 2000a). Por outro lado, o facto desta modelação ser apenas função da soma das tensões principais, torna-a inadequada dado que a tensão deviatória pode ter também um peso importante no comportamento do material.

Desta forma surgiram posteriormente novos modelos que têm por base o modelo K- θ .

2.6.1.2. MODELO DE UZAN

Em 1985 Uzan desenvolve o modelo K- θ incluindo a tensão deviatória e que se traduz por:

$$Mr = k1. \theta^{k2} q^{k3} \quad (2.7)$$

em que:

$k1$, $k2$ e $k3$ - parâmetros intrínsecos do material determinados em ensaios.

Foi demonstrado que este modelo apresenta melhores resultados do que o modelo que lhe deu origem. Alguns autores investigaram a aplicabilidade deste modelo para tensões deviatórias cíclicas inferiores e superiores às condições de rotura; esses estudos demonstraram que para tensões inferiores à de rotura, as previsões eram boas e o modelo podia ser aplicado, contudo tal não acontecia quando as tensões aplicadas excediam a tensão de rotura (Lekarp et al., 2000a).

Em ambos os modelos descritos anteriormente, os autores consideram constante o coeficiente de Poisson e pretendem modelar o comportamento quando se mantém constante a pressão de confinamento, consequentemente eles possibilitam uma razoável previsão da deformação axial reversível, mas não da deformação radial (Fortunato 2005).

2.6.2. MODELAÇÃO COM BASE NA DECOMPOSIÇÃO DAS TENSÕES E DEFORMAÇÕES SEGUNDO AS SUAS COMPONENTES VOLUMÉTRICAS E DISTORCIONAIS

Segundo Brown e Hyde este tipo de modulação apresenta três vantagens: i) assume que o comportamento linear-elástico não é necessário para o cálculo; ii) as componentes volumétricas e distorcionais da tensão e deformação são tratadas separadamente; iii) apresentam resultados mais realistas (Lekarp et al., 2000a).

Em 1980, Boyce desenvolveu um modelo elástico não linear isotrópico para caracterizar o comportamento dos materiais granulares em ensaios triaxiais cíclicos com tensão de confinamento variável. A extensão volumétrica reversível e a extensão distorcional reversível são traduzidas por:

$$\varepsilon v = \frac{1}{K_1} \times p^n \times \left[1 - \beta \left(\frac{q}{p} \right)^2 \right] \quad (2.8)$$

$$\varepsilon q = \frac{1}{3G_1} \cdot p^n \cdot \left(\frac{q}{p} \right) \quad (2.9)$$

onde

$$\beta = (1 - n) \cdot \frac{K_1}{6G_1} \quad (2.10)$$

$$p = \frac{\sigma_1 + 2\sigma_3}{3} \quad (2.11)$$

$$q = \sigma_1 - \sigma_3 \quad (2.12)$$

K_1 , G_1 e n são constantes do material, determinadas em ensaios triaxiais cíclicos com pressão de confinamento variável.

O facto de necessitar apenas de parâmetros intrínsecos do material, torna o modelo relativamente simples.

O modelo de Boyce descreve de forma muito mais realista o comportamento não linear elástico dos materiais granulares. A aproximação é particularmente boa no que se refere às deformações volumétricas reversíveis (Fortunato, 2005).

A principal desvantagem deste método prende-se com o facto de não saber lidar com a resposta não elástica de alguns materiais granulares, ou seja, o modelo foi desenvolvido respeitando o princípio da conservação da energia. Quando um material granular é submetido a cargas repetidas, tal como nos ensaios triaxiais de carga repetida, a curva de carga e descarga não coincide num gráfico de tensão-deformação, o que implica que existe dissipação de energia, provando que o material não exhibe um comportamento totalmente elástico (Lekarp et al., 2000a).

Este modelo foi posteriormente aperfeiçoado por diversos autores, que tornaram o modelo não elástico aumentando o número de parâmetros do material para 4 ou 5. Outros investigadores propuseram um modelo semelhante em que a extensão distorcional reversível depende não só da tensão máxima aplicada como também do comprimento da trajetória das tensões aplicadas.

Mais tarde Hornych apresentou uma generalização do modelo de Boyce a materiais anisotrópicos, o que conduziu a uma melhoria significativa na correlação entre os resultados observados e os valores previstos (Lekarp et al., 2000a).

Vários autores realizaram uma comparação entre os diversos resultados obtidos pelos diferentes modelos apresentados e concluíram que o modelo de Boyce generalizado a materiais anisotrópicos é o

que apresenta melhores resultados, quer os parâmetros do material sejam obtidos por ensaios triaxiais cíclicos com tensão de confinamento variável, quer sejam obtidos por ensaios com pressão de confinamento constante (Lekarp et al., 2000a).

2.7. MODELAÇÃO DO COMPORTAMENTO DA DEFORMAÇÃO PERMANENTE

Grande parte dos modelos existentes para estimar a deformação permanente é de cariz mais ou menos empírico, baseados em avaliações do desempenho, a longo prazo, de determinadas camadas de apoio de infra-estruturas de transporte. Estes métodos empíricos são contudo limitados às condições nos quais estão baseados, não podendo portanto ser aplicados em situações nas quais essas condições não são cumpridas, nomeadamente quando se alteram os materiais de construção, as técnicas construtivas, as cargas aplicadas, entre outros (Lekarp et al., 2000b).

As deformações permanentes acumuladas são fortemente dependentes do estado inicial e do historial de tensões aplicado, sendo que em camadas de apoio, este historial de tensões é deveras complexo devido à variabilidade do tráfego e das condições ambientais em que se encontram (temperatura, quantidade de água, gelo, entre outros); por estas razões, é difícil avaliar a representatividade dos ensaios laboratoriais. A complexidade dos testes laboratoriais prende-se com o facto de ser necessário simular corretamente o tráfego e também aplicar um elevado número de ciclos de carga. Verifica-se ainda alguma dispersão nos resultados dos ensaios laboratoriais (Gomes Correia, 2004).

Apesar das dificuldades acima descritas, nos últimos anos a possibilidade de realização de ensaios triaxiais cíclicos com grande número de aplicações de carga proporcionou o desenvolvimento de modelos para determinação das deformações permanentes. Estes modelos expressam a deformação permanente como função do número de aplicações de carga e (ou) da tensão aplicada. Alguns modelos baseiam-se na hipótese de que o aumento da deformação permanente se reduz com o número de aplicações de carga, conduzindo a um comportamento reversível, enquanto que outros defendem o aumento contínuo da deformação permanente sem estabilização (Fortunato, 2005).

Alguns autores sugeriram que a deformação permanente aumenta gradualmente assintoticamente até um determinado limite, segundo a expressão:

$$\varepsilon_{1,p} = \frac{A_4 \sqrt{N}}{\sqrt{N} + D_4} \quad (2.13)$$

onde $\varepsilon_{1,p}$ - Deformação permanente acumulada;

A_4 , D_4 - Parâmetros que são função do razão q/p ;

N - Número de aplicações de carga.

Mais tarde, Paute et al. (1994) utilizaram uma abordagem diferente para expressar a influência do número de aplicações de carga e da tensão aplicada no desenvolvimento das deformações permanentes em materiais granulares. O modelo foi estabelecido com base em resultados de ensaios triaxiais cíclicos com pressão de confinamento variável e com a aplicação de 80000 ciclos de carga. Traduz-se por:

$$\varepsilon_{1p}(N) = \varepsilon_{1p}(100) + \varepsilon_{1p}^*(N) \quad (2.14)$$

com

$$\varepsilon_{1p}^*(N) = A_1 \left[1 - \left(\frac{N}{100} \right)^{-B} \right] \quad (2.15)$$

sendo N - número de aplicações de carga;

$\varepsilon_{1p}(N)$ - extensão axial permanente acumulada após N ciclos;

$\varepsilon_{1p}^*(N)$ - extensão axial permanente acumulada para $N > 100$ ciclos;

$\varepsilon_{1p}(100)$ - extensão axial permanente acumulada após 100 ciclos;

A_1 e B - parâmetros obtidos a partir dos ensaios

Neste caso separa-se a deformação permanente acumulada nos primeiros 100 ciclos da restante, considerando que as extensões que ocorrem nos primeiros ciclos de carregamento dependem significativamente das condições de preparação dos provetes.

De acordo com a equação acima, a deformação permanente aproxima-se de um valor limite (parâmetro A_1) à medida que o número de ciclos aumenta; como tal este parâmetro A_1 é considerado o valor limite da deformação permanente. Na aplicação do modelo é normal considerar que o valor limite da deformação permanente total corresponde ao dobro de $\varepsilon_{1p}^*(20000)$, se este valor for inferior a A_1 (Fortunato, 2005).

Tal como já foi referido, Paute entrou também em linha de conta com o nível da tensão aplicada para prever a deformação permanente, comparando o estado de tensão do material com a sua envolvente de rotura. Para tal, definiu que o parâmetro A_1 varia em função do nível de tensão e pode ser expresso por:

$$A_1 = \frac{\frac{q}{p + q^*}}{a - b \left(\frac{q}{p + q^*} \right)} \quad (2.16)$$

sendo a e b - parâmetros do modelo;

m - declive da envolvente de rotura no plano p - q ($m = a/b$);

$p^* = s/m$, ou seja, corresponde ao valor de p quando $q=0$;

s - ordenada na origem no plano p - q.

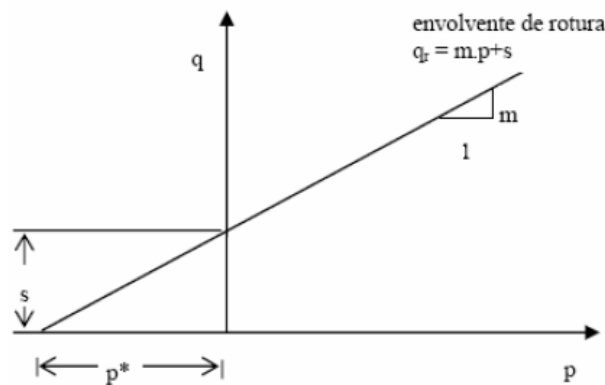


Figura 2.21 - Gráfico p-q (Fortunato, 2005).

Alguns autores concluíram que quando o nível de tensão não é muito elevado, a deformação permanente acaba por atingir uma condição de equilíbrio, requerendo portanto uma modelação assintótica (Lekarp et al., 2000b). Para níveis de tensão elevados, os autores verificaram que a deformação permanente não estabilizava e que continuava a crescer, sendo que o seu aumento poderia ser traduzido por uma função logarítmica. Para níveis de tensão muito elevados, a deformação permanente aumentava muito rapidamente até ser atingida a rotura. Depois desta análise surgiu o conceito de "tensão crítica" que separa o conceito de estabilidade, do conceito de rotura, numa camada de apoio. Sendo assim, para níveis de tensão inferiores ao "crítico", a deformação permanente do material mantém-se em níveis relativamente baixos e a sua taxa de variação diminui com o aumento do número de aplicações de carga; para níveis de tensão iguais ou superiores à "tensão crítica" a deformação permanente cresce rapidamente até se atingir a rotura.

Werkmeister et al. (2001) aplicaram este conceito para descrever o comportamento de materiais granulares em ensaios triaxiais cíclicos. A sua proposta contempla três estágios diferentes: i) estágio A; ii) estágio B; iii) estágio C (Figura 2.22). Esta divisão permite determinar os níveis de tensão associados a cada um dos estágios, que posteriormente são utilizados para definir os limites entre cada um dos estágios.

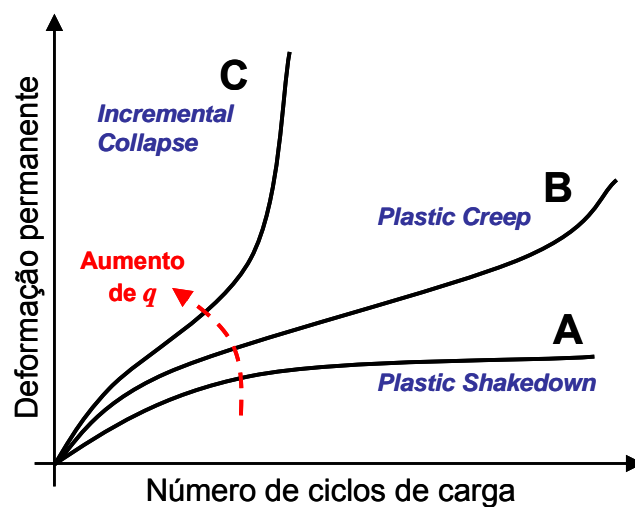


Figura 2.22 - Diferentes estágios associados à deformação permanente (Werkmeister, 2003; adaptado).

O estágio A corresponde ao domínio designado por Plastic Shakedown. Neste domínio, o material acumula deformações plásticas durante várias aplicações de carga, até um determinado momento em que o incremento dessas deformações é praticamente nulo, ou seja, o material passa a apresentar um comportamento que se pode considerar no domínio elástico. Este equilíbrio ocorre devido ao fenómeno de estabilização pós-compactação (Dawson, 2004). Este estágio é limitado pela tensão designada por Plastic Shakedown Limit.

O estágio B corresponde ao domínio designado por Plastic Creep, onde inicialmente o material evidencia uma elevada taxa de deformação plástica nos primeiros ciclos de carga que rapidamente diminui até atingir um valor relativamente baixo e aproximadamente Estágio A. O limite superior deste estágio é designado por Plastic Creep Limit.

O estágio C denominado por Incremental collapse, é caracterizado pela elevada taxa de crescimento da deformação permanente para níveis de tensão elevados. O material apresenta um aumento contínuo da deformação plástica com o aumento do número de ciclos; neste caso a taxa de deformação plástica diminui muito lentamente, ou não chega a diminuir, ou aumenta mesmo depois de um período em que diminuiu, conduzindo à rotura.

Relativamente aos mecanismos que estão na base dos diferentes comportamento acima descritos, eles são distintos: no primeiro caso deve ocorrer apenas um pequeno rearranjo e algum desgaste das partículas, com o conseqüente aumento da compacidade; no segundo caso deve ocorrer um maior desgaste das partículas assim como um maior rearranjo; no terceiro caso devem existir esmagamento, rotura, deslizamento relativo e um importante rearranjo das partículas (Fortunato, 2005).

O nível de tensão máximo, associado a uma resposta resiliente, deve portanto ser determinado, com o objetivo de nunca ser atingido e assim prevenir deformações permanentes elevadas.

É necessário ter em consideração que o ensaio triaxial não provoca o efeito da rotação das tensões, que se verifica aquando da passagem de um veículo, como já foi referido. Este efeito apenas pode ser conseguido através do ensaio em cilindro oco, que tem algumas limitações tal como a dimensão máxima das partículas ($D_{\text{máx}} = 5\text{mm}$). Contudo, por ensaios comparativos, foi possível perceber que os valores da deformação permanente em provetes nos quais houve rotação de tensões podem atingir o dobro dos verificados em ensaios triaxiais de carga repetida (Fortunato, 2005).

2.8. CONSIDERAÇÕES FINAIS

As camadas granulares de apoio das linhas férreas estão constantemente sujeitas a carregamento cíclico. Estas ações provocam deformações, sendo que uma parte é recuperável e outra não; à deformação recuperável dá-se o nome de resiliente, enquanto a não recuperável se denomina por permanente. Com o aumento do número de ciclos de carga, normalmente a componente plástica torna-se cada vez mais pequena e a camada passa a apresentar um comportamento quase-elástico. O comportamento mecânico do material pode portanto ser caracterizado pelo módulo resiliente e pela deformação permanente acumulada.

São vários os fatores que influenciam o comportamento da camada granular:

- Nível de tensão aplicado;
- Compacidade;
- Teor em água do material;
- Granulometria, quantidade de finos, forma das partículas e dimensão máxima do agregado;
- História de tensões e número de aplicações de carga;
- Reorientação das tensões principais;
- Duração do carregamento, frequência e sequência do carregamento.

O ensaio triaxial de carga cíclica, em particular o que é realizado de acordo com a norma NP EN 13286-7, permite uma boa caracterização dos materiais granulares. Esta abordagem, entre outras vantagens, promove a utilização de materiais "locais", em regiões onde rochas de elevada qualidade não estão disponíveis.

Coronado et al. (2011) defendem que a resposta resiliente é independente do procedimento de ensaio adotado e, portanto, mantém constante a pressão de confinamento (método B) na avaliação do comportamento resiliente dos materiais granulares, tornando mais simples a realização dos ensaios. Relativamente à análise da deformação permanente o mesmo não se aplica, pois vários estudos realizados por esses autores comprovam que o método A (pressão de confinamento cíclica) apresenta resultados mais realistas. Segundo estes autores apesar de o método B não ser o indicado para o estudo da deformação permanente, pois pode apresentar resultados substancialmente distintos do método A, este pode ser aplicado quando se pretende apenas analisar a influência do teor em água no comportamento do material.

A complexidade dos ensaios laboratoriais prende-se, essencialmente, com dois factos: i) difícil simulação da solicitação do tráfego; ii) aplicação de um elevado número de ciclos.

A variabilidade das condições de estado em que o material se pode encontrar *in situ*, associada ao estado de tensão complexo provocado pelo carregamento cíclico, podem levar a questionar a representatividade dos ensaios laboratoriais.

3

CARACTERIZAÇÃO LABORATORIAL DE MATERIAIS PARA SUB-BALASTRO

3.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Este capítulo tem como objetivo apresentar os resultados dos ensaios clássicos, realizados sobre os dois materiais em estudo, um material calcário proveniente da pedreira Sobrissul, localizada em Sesimbra e um material granítico retirado de uma das pedreiras da Mota Engil em Montemor-o-Novo. Estes resultados permitirão identificar e caracterizar ambos os materiais; irá ser feita também uma comparação com as exigências da Instrução Técnica ITGEO006 da REFER, indicadas no Capítulo 2.

As localizações das origens dos referidos materiais encontram-se na figura 3.1.

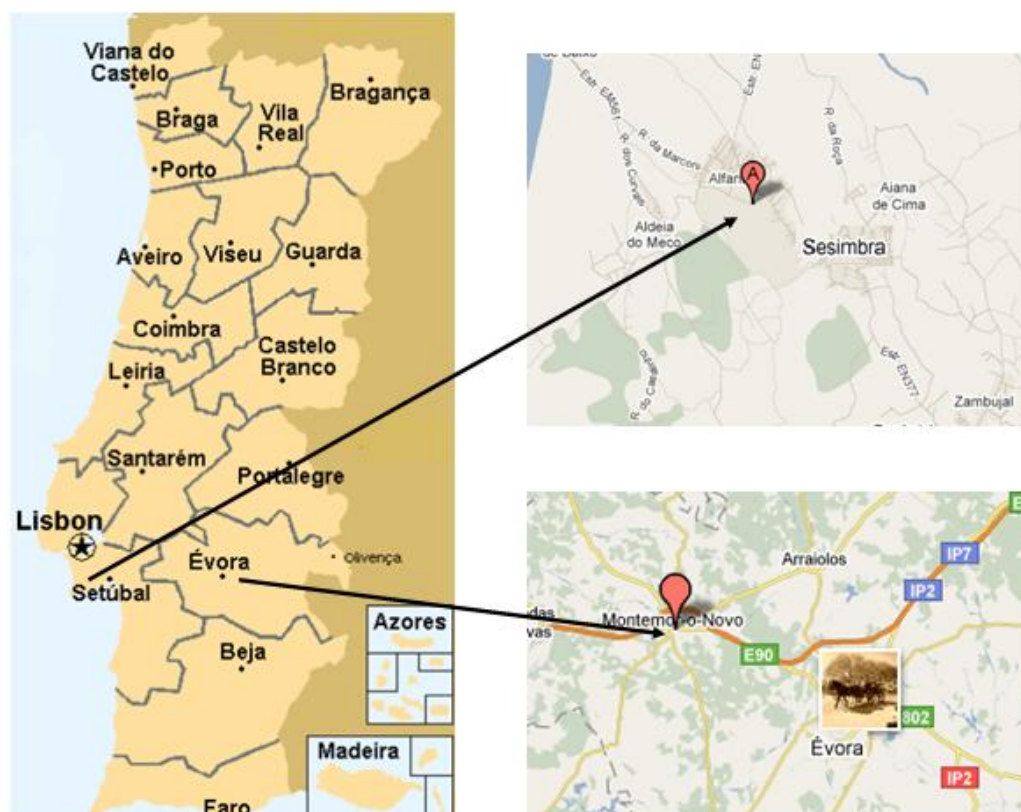


Figura 3.1 - Proveniência dos materiais estudados.

As exigências apresentadas aplicam-se a materiais granulares passíveis de serem utilizados em camadas de sub-balastro de vias férreas, definindo as suas características técnicas, condições em que devem ser aplicados e o controlo a que devem ser submetidos; têm por base normas europeias, normas ASTM e especificações do LNEC.

A caracterização destes materiais envolve o seguinte conjunto de ensaios: i) análise granulométrica; ii) índice de achatamento; iii) equivalente de areia; iv) fragmentação pela máquina de Los Angeles; v) desgaste pelo ensaio de Micro-Deval; vi) ensaio de azul de metileno; vii) ensaio de permeabilidade; viii) ensaio de compactação.

3.2. ANÁLISE GRANULOMÉTRICA

A análise granulométrica foi feita segundo a norma NP EN 933-1 (2000) - *Ensaio das propriedades geométricas dos agregados, Parte 1: Análise granulométrica*. Este ensaio permite avaliar a distribuição granulométrica do material.

O ensaio inicia-se com a lavagem do material. O provete é colocado num recipiente ao qual é adicionada água até o provete estar totalmente coberto; posteriormente este é agitado até se verificar a suspensão dos finos. Seguidamente o material é despejado num peneiro de 1 ou 2 mm, sendo que abaixo deste está colocado um peneiro de 63 μm . É novamente adicionada água e quando esta ao atravessar o peneiro de 63 μm se apresentar límpida, o procedimento de lavagem cessa.

Após o processo de lavagem, o material seco e lavado é despejado e agitado numa coluna de peneiros de aberturas decrescentes (Figura 3.2). No final, o material retido em cada peneiro é pesado e relacionado com a massa inicial da amostra. Com a percentagem acumulada do material que passa em cada peneiro é possível construir a curva granulométrica, que clarifica a distribuição granulométrica do material.



Figura 3.2 - Colocação do material nos peneiros.

Neste estudo foram realizadas análises granulométricas antes e após compactação tendo-se concluído que as alterações na curva granulométrica não foram significativas como é perceptível pela análise da Figura 3.3 e da Figura 3.4.

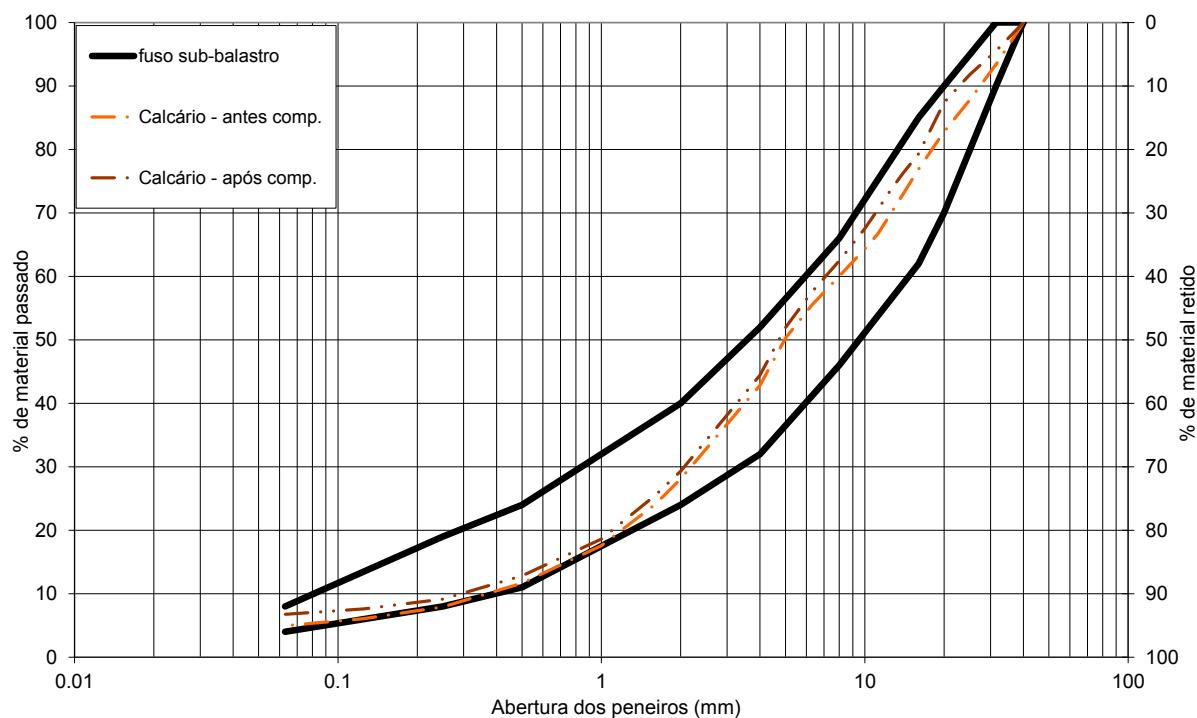


Figura 3.3 - Curvas granulométricas do calcário antes e após compactação e fuso especificado na ITGEO006.

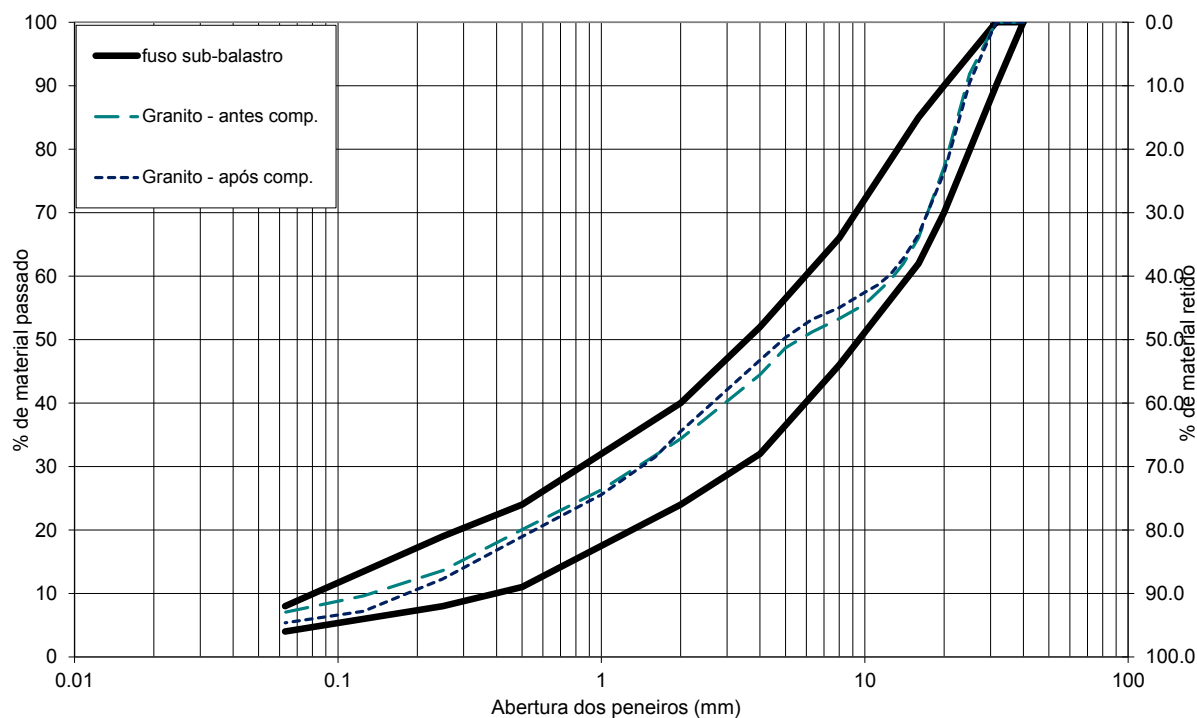


Figura 3.4 - Curvas granulométricas do granito antes e após compactação e fuso especificado na ITGEO006.

3.3. ÍNDICE DE ACHATAMENTO

O índice de achatamento permite caracterizar a forma das partículas e é calculado segundo a norma NP EN 933-3 (2000) - *Ensaio para determinação das propriedades geométricas dos agregados, Parte 3: Determinação da forma das partículas - Índice de achatamento*. O ensaio resume-se a duas fases de peneiração, a primeira separa a amostra segundo várias frações granulométricas, a segunda peneiração é realizada sobre cada fração granulométrica, com peneiros de barras de ranhuras paralelas. Este índice é determinado apenas para as frações compreendidas entre os 4 mm e os 80 mm. O índice de achatamento corresponde à relação entre a massa que passa pelo peneiro de barras e a massa total do material ensaiado, sob a forma de percentagem; é dado pela expressão:

$$FI = \frac{M2}{M1} \times 100 \quad (3.1)$$

em que M1 corresponde à massa total entre os peneiros 80 mm e 4 mm, e M2 corresponde à massa total passada nos peneiros de barras.

3.3.1. CALCÁRIO

A média dos resultados obtidos foi de 21%, sendo que o coeficiente de variação associado a estes resultados foi 4,76%. No Anexo I podem ser visualizados os resultados dos ensaios realizados.

3.3.2. GRANITO

Para o material granítico, a média dos resultados obtidos foi de 16% e o coeficiente de variação associado a este resultado foi de 7,65%. No Anexo I encontram-se os resultados dos ensaios efetuados.

3.4. EQUIVALENTE DE AREIA

O ensaio de equivalente de areia avalia a qualidade e quantidade de elementos finos existentes no material. De acordo com a norma NP EN 933-8 (2002) – *Ensaio das propriedades geométricas dos agregados, Parte 8: Determinação do teor de finos* - Ensaio do equivalente de areia –, um provete de material fino é misturado com uma solução floculante, preparada previamente. Posteriormente a mistura é agitada e colocada em repouso até que as partículas mais finas entrem em suspensão. O valor do equivalente de areia é calculado pela altura do sedimento expressa em percentagem da altura total do material floculado.

O provete é constituído por material da fração 0/2 mm, e o seu teor em água tem de ser inferior a 2%.

O ensaio pode ser dividido segundo quatro fases: i) enchimento das provetas cilíndricas graduadas; ii) vibração das provetas; iii) lavagem; iv) medições.

Primeiramente coloca-se a solução floculante numa proveta cilíndrica graduada; com a ajuda de um funil, adiciona-se o provete. Com a palma da mão, dão-se várias pancadas ligeiras na parte inferior da proveta, de modo a soltar as bolhas de ar e a facilitar a mistura. Após repouso, cerca de 10 minutos, a proveta é selada com recurso a uma rolha de borracha e fixada na máquina vibratória, onde é vibrada durante cerca de 30 segundos; posteriormente é colocada em repouso, em posição vertical.

Depois de repousar, a rolha é limpa com a solução floculante, por cima da proveta cilíndrica, de modo a que não haja perda de material. De seguida, insere-se um tubo com a solução dentro da proveta, até este chegar ao fundo, onde a injeção da solução é feita lentamente, de modo a facilitar a ascensão de finos e componentes argilosos; quando o nível do líquido se aproxima da marca superior, o tubo de lavagem é retirado cuidadosamente, para que o nível se mantenha na marca superior e o fluxo de solução cesse. A contagem do período de assentamento inicia-se no momento em que se retira o tudo de solução floculante.

Após cerca de 20 minutos, recorrendo a uma régua e a um mergulhador, medem-se as alturas h_1 e h_2 , que correspondem à altura superior da camada floculada e à altura do sedimento, respetivamente.

Na figura 3.5 estão representadas as alturas a medir.

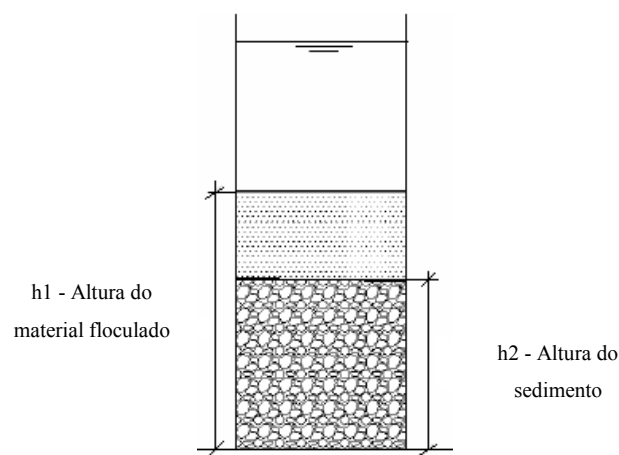


Figura 3.5 - Alturas a utilizar no cálculo do equivalente de areia (Pestana, 2008).

O valor do equivalente de areia, em percentagem, é dado pela seguinte expressão:

$$SE = \frac{h_2}{h_1} \times 100 \quad (3.2)$$

3.4.1. CALCÁRIO

De acordo com o procedimento acima descrito realizaram-se seis ensaios, cujos resultados se encontram no Anexo I. A média dos valores obtidos foi de 71% e o coeficiente de variação associado a este valor foi de 3,94%.

3.4.2. GRANITO

Para o material granítico foram realizados cinco ensaios, sendo que a média dos resultados obtidos foi de 52% com um coeficiente de variação de 4,03%.

Os ensaios mencionados podem ser visualizados no Anexo I.

3.5. AZUL DE METILENO

O ensaio de azul de metileno avalia a quantidade e qualidade dos finos do agregado. O ensaio foi realizado de acordo com a norma NP EN 933-9 (2002) - Ensaaios das propriedades geométricas dos agregados, Parte 9: Determinação do teor de finos - Ensaio do azul de metileno. Segundo esta norma, vão-se adicionando pequenas porções de azul de metileno ao provete inserido em água, avaliando-se continuamente a adsorção da solução de azul de metileno pelo material, retirando uma gota em suspensão com a ajuda de uma vara e depositando-a num papel de filtro. O ensaio termina quando se deteta a presença de corante livre na mancha observada, ou seja, quando existe um excesso de azul de metileno que não foi absorvido pelo material (Figura 3.6).

O procedimento do ensaio consiste em colocar cerca de 500 ml de água destilada num gobelé e seguidamente adicionar cerca de 200 g (nunca menos), de material seco passado no peneiro 2 mm. O gobelé é colocado sobre um agitador com uma velocidade de 600 rotações/minuto durante os primeiros 5 minutos e 400 rotações/minuto nos minutos seguintes.

Após os primeiros 5 minutos de agitação, adicionam-se 5 ml de solução corante; após um minuto realiza-se o ensaio da mancha sobre o papel de filtro. Se a auréola não aparecer na mancha, adicionam-se mais 5 ml de solução e ao fim de 1 minuto verifica-se novamente a mancha. O procedimento descrito é repetido até que apareça uma auréola azul clara com cerca de 1 mm de espessura em torno do depósito central, nesse caso, o ensaio da mancha é feito de minuto a minuto durante 5 minutos, sem adição de mais solução corante. Caso se confirme a persistência da auréola o ensaio termina.

O valor de azul de metileno é calculado segundo a seguinte expressão:

$$MB = \frac{V1}{M1} \times 10 \quad (3.3)$$

onde:

M1 é a massa do provete em gramas;

V1 é o volume total de solução corante injetada, em mililitros.

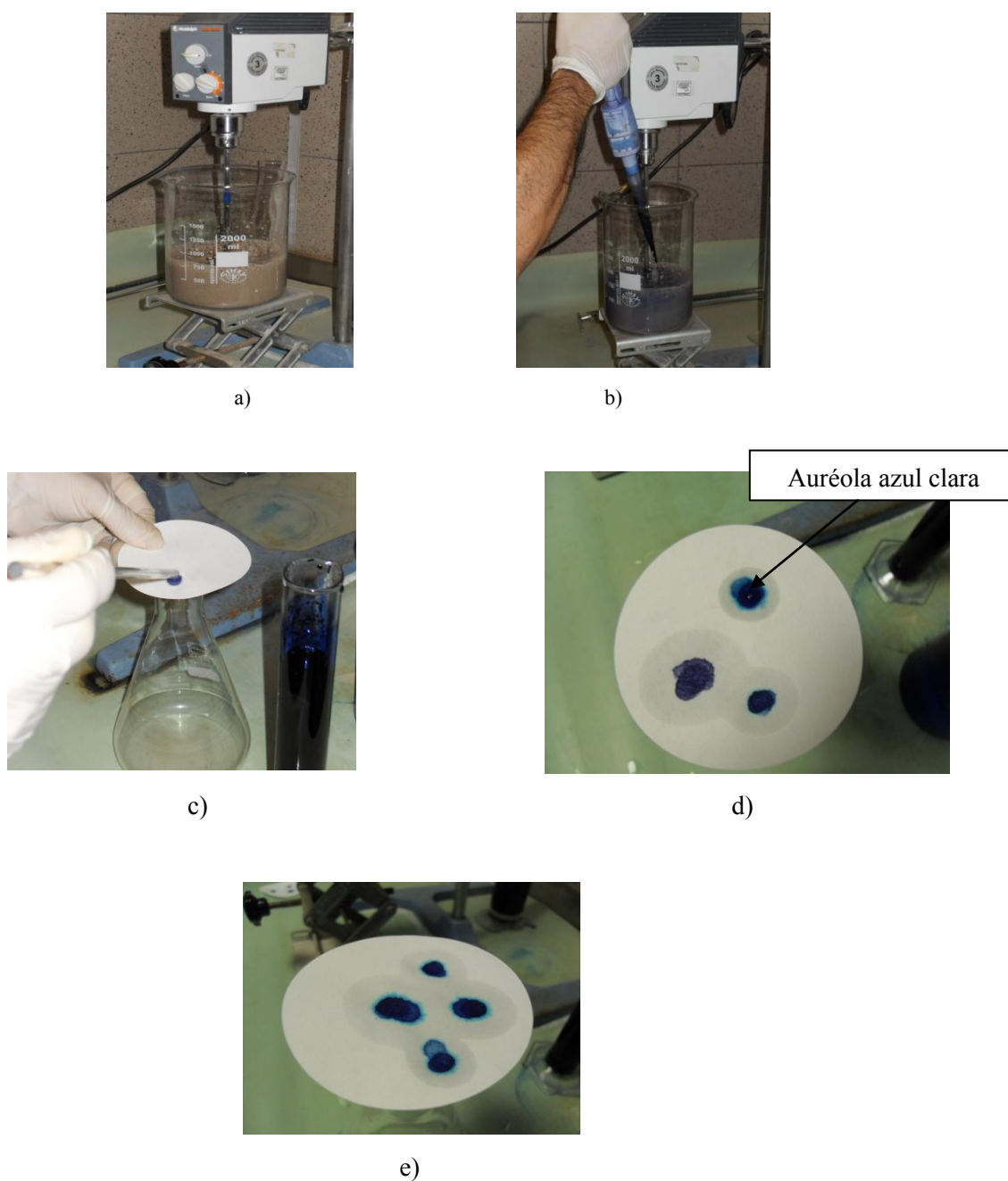


Figura 3.6 - Ensaio de azul de metileno: a) Gobelé no agitador, ainda sem adição de solução de azul de metileno; b) Momento em que foi adicionada solução; c) Primeiro teste da mancha efetuado, para o qual o resultado foi negativo; d) Aparecimento da auréola azul clara em torno de uma das manchas; e) Quatro resultados positivos.

3.5.1. CALCÁRIO

O provete utilizado neste ensaio apresentava uma massa seca de 200 g. O procedimento de ensaio foi o descrito anteriormente e foram necessários 30 ml de solução de azul de metileno até se formar a auréola persistente de 1mm de espessura em torno do depósito central.

O valor de azul de metileno, calculado pela expressão acima, foi de 1,5 g/kg.

Foram ainda realizados ensaios de azul de metileno antes e após a realização do ensaio triaxial cíclico, a fim de verificar como seria a sua evolução; verificou-se que o valor de azul de metileno era superior após os 22000 ciclos de carga aplicados e esse aumento variou entre os 0,5 e os 0,75g/kg. Estes resultados encontram-se no Anexo 1.

3.5.2. GRANITO

O ensaio com o material granítico foi realizado sobre um provete de 200 g. Seguindo o procedimento acima descrito, foi necessário adicionar 50 ml de solução corante até se obter a mancha persistente em torno do depósito central.

O valor de azul de metileno obtido foi de 2,5 g/kg.

3.6. ENSAIO DE LOS ANGELES

Tal como já foi referido no Capítulo 2, o ensaio de Los Angeles permite avaliar a resistência do material à fragmentação, fazendo rodar num tambor rotativo, uma amostra de agregado juntamente com esferas de aço, de acordo com a norma NP EN 1097-2 (2002) - *Ensaaios das propriedades mecânicas e físicas dos agregados, Parte 2: Métodos para a determinação da resistência à fragmentação*. Como é de esperar, ao longo do ensaio o material vai-se desgastando e fragmentando, esse desgaste é avaliado pela quantidade de material passado no peneiro 1,6 mm; a sua fórmula encontra-se indicada no capítulo anterior, pela expressão 2.4.

3.6.1. CALCÁRIO

Com o material calcário foram realizados oito ensaios de Los Angeles, de acordo com o procedimento descrito anteriormente. O valor médio obtido para esses ensaios foi de 30,2% e o coeficiente de variação respeitante a esses valores foi de 5,87%.

No Anexo I encontram-se os resultados dos referidos ensaios.

3.6.2. GRANITO

Para o material granítico foram realizados três ensaios de Los Angeles e o valor médio obtido foi de 21,2%. O coeficiente de variação associado aos resultados obtidos foi de 2,32%.

Os resultados encontram-se no Anexo I.

3.7. ENSAIO DE MICRO-DEVAL

No Capítulo 2 foi exposto o propósito deste ensaio, o qual avalia a resistência ao desgaste de uma amostra de agregados. O ensaio foi feito seguindo a norma NP EN 1097-1 (2002) – *Ensaaios das propriedades mecânicas e físicas dos agregados, Parte 1: Determinação da resistência ao desgaste (micro-Deval)* – que permite avaliar o desgaste produzido pela fricção entre os agregados e uma carga abrasiva (esferas), num tambor rotativo sob condições definidas. O ensaio permite determinar o coeficiente de micro-Deval, que tal como o coeficiente de Los Angeles, corresponde à percentagem da amostra original reduzida a uma dimensão inferior a 1,6 mm, após rotação num cilindro. O seu valor é dado pela expressão 2.5, indicada o capítulo anterior.

3.7.1. CALCÁRIO

Foram realizados dois ensaios micro-Deval para este material, tendo o valor médio dos resultados sido 13%, com um coeficiente de variação de 0,38%.

Estes resultados encontram-se no Anexo I.

3.7.2. GRANITO

No caso do material granítico foram realizados três ensaios e o valor médio para o coeficiente de micro-Deval obtido foi de 14%. O coeficiente de variação associado aos resultados foi de 1,78%.

Os resultados dos ensaios podem ser visualizados no Anexo I.

3.8. ENSAIO DE PERMEABILIDADE

O ensaio de permeabilidade foi realizado tendo por base as especificações da ITGEO006. A permeabilidade é avaliada numericamente através da determinação do coeficiente de permeabilidade (k), aplicando a Lei de Darcy, através do método de carga variável (Figura 3.7).

O equipamento requerido para este ensaio é muito específico (Figura 3.8). O diâmetro do molde de permeabilidade deve ter 8 a 12 vezes o tamanho da partícula de dimensão máxima e deve ser no mínimo 152 mm ou 229 mm, consoante a percentagem de material passado no peneiro 10 mm seja superior ou inferior a 65% respetivamente; o permeâmetro deve estar equipado com: i) acessórios na parte inferior (discos porosos ou tela), com uma permeabilidade superior à da amostra mas com aberturas de dimensão suficientemente pequenas para impedir a passagem de partículas; ii) válvulas de entrada, saída e purga, para permitir o fluxo de água através do provete; iii) acessórios para a parte superior (discos porosos ou tela), devidamente reforçados, para a aplicação de uma ligeira pressão quando a parte superior do molde estiver colocada; iv) espaçador para permitir criar espaço para a colocação dos acessórios superiores e inferiores, na fase de moldagem. O tanque para fornecimento e filtragem de água deve estar devidamente equipado com válvulas de controlo. O permeâmetro requer tubos piezométricos de vidro com escalas métricas para a medição da carga hidráulica.

O permeâmetro utilizado neste ensaio apresenta 220 mm de diâmetro e 339 mm de altura.

O ensaio apenas é realizado para partículas com dimensão inferior a 19 mm. Deve ser registado o valor do diâmetro interior do molde de permeabilidade, assim como o seu peso e a altura útil de material no interior do molde de permeabilidade.

Após a colocação de todos os acessórios, a parte superior do molde deve ser devidamente apertada de modo a impedir a passagem de ar. Seguidamente, utilizando uma bomba de vácuo, exerce-se no provete um vácuo de pelo menos 70 kPa durante 15 minutos para remover todo o ar existente no provete; após esta operação efetua-se a saturação lenta da amostra de baixo para cima. Depois da amostra estar saturada a válvula exterior do fundo do molde é fechada. Por último, verifica-se que os sistemas de fluxo, assim como os tubos manométricos estão sem ar e funcionam de forma satisfatória. O tubo manométrico adotado depende do tipo de material a ensaiar (materiais mais finos requerem menores diâmetros).

O ensaio consiste em abrir a válvula de saída do molde e registar a carga hidráulica exercida na amostra (diferença de alturas nos níveis superior e inferior de leitura no tubo manométrico) e o tempo necessário para esse nível lido no tubo manométrico descer. O ensaio termina quando se verifica uma

estabilização do tempo lido, mantendo as restantes variáveis constantes (carga hidráulica e temperatura da água).

No final do ensaio o molde deve ser aberto para se verificar o aspeto do material; uma cor não uniforme do material pode indicar que a percolação não se efetuou de forma homogénea.

Como já foi referido anteriormente, a permeabilidade é avaliada pelo coeficiente de permeabilidade, cujo valor é calculado pela seguinte expressão:

$$k = 2,3 \times \frac{a \times l}{A \times t} \times \log_{10} \frac{h_1}{h_2} \quad (cm/seg) \quad (3.4)$$

em que:

a - área interna do tubo selecionado (cm²);

A - área da amostra (cm²);

l - altura da amostra (cm);

t - tempo, em segundos, que o nível demora a descer de h₁ para h₂;

h₁ - altura da água no tubo no início do ensaio (cm);

h₂ - altura da água no tubo no final do ensaio, depois do tempo t, em cm.



Figura 3.7 - Ensaio de permeabilidade.



Figura - 3.8 - Permeâmetro utilizado.

3.8.1. CALCÁRIO

Foram realizados dois ensaios de permeabilidade segundo o procedimento acima descrito. A diferença entre cada um dos ensaios residuiu unicamente na energia de compactação fornecida ao provete. No quadro 3.1 estão indicados os resultados do coeficiente de permeabilidade obtidos em cada ensaio, assim como as condições de compactação em cada um dos casos.

Tal como previsto, verificou-se que quanto menor for a energia fornecida, maior será a permeabilidade. Os resultados destes ensaios são apresentados no Anexo I.

Quadro 3.1 - Coeficiente de permeabilidade do calcário em função da energia de compactação.

<u>Coeficiente de permeabilidade,</u> <u>K (cm/s)</u>	<u>Compactação</u>	
5,40E-04	1,5min	<u>6</u>
1,24E-05	2min	<u>camadas</u>

3.8.2. GRANITO

Foram realizados dois ensaios de permeabilidade em provetes com diferentes compactações relativas. No quadro 3.2 estão indicados os coeficientes de permeabilidade para cada um desses provetes, assim como as condições de compactação. Ao contrário do que seria de esperar, um aumento do tempo de compactação não conduziu a uma diminuição do coeficiente de permeabilidade.

No Anexo I são apresentados os resultados dos ensaios.

Quadro 3.2 - Coeficiente de permeabilidade do granito em função da energia de compactação.

<u>Coeficiente de permeabilidade,</u> <u>K (cm/s)</u>	<u>Compactação</u>	
2,26E-06	1,5 min	<u>6</u>
5,51E-05	3 min	<u>camadas</u>

3.9. ENSAIO DE COMPACTAÇÃO

O ensaio de compactação tem como objetivo estabelecer uma relação entre o teor em água e a baridade seca do solo, por forma a obter-se a sua curva de compactação, que fornece o ponto ao qual corresponde o teor em água ótimo e a baridade seca máxima, para uma dada energia de compactação.

Dado que se tratam de materiais com elevada percentagem de elementos grossos, foram utilizados diferentes métodos de compactação, a fim de avaliar a influência de cada um deles nos resultados e de obter a baridade seca máxima e o teor em água ótimo de referência.

O ensaio de vibrocompactação foi realizado com recurso a um martelo vibratório, num molde de grandes dimensões (≈ 200 mm diâmetro e ≈ 410 mm altura), utilizado para construir os provetes para o ensaio triaxial cíclico (Figura 3.9).

No ensaio Proctor utilizou-se o molde grande (≈ 152 mm diâmetro e ≈ 116 mm altura). Foram realizados ensaios com amostra integral, truncada e com substituição das partículas superiores a 19 mm por partículas com dimensão entre os 4 mm e os 19 mm, por forma a verificar a influência da granulometria nas curvas de compactação.

Os provetes foram compactados com 6, 7 e 8 camadas e as energias de compactação variaram desde 1 minuto até 5 minutos.



a)



b)



c)

Figura 3.9 - Etapas do ensaio de compactação: a) Divisão da amostra por esquadramento; b) Compactação com martelo vibratório; c) Alisamento do topo do provete.

3.9.1. CALCÁRIO

Na figura 3.10 estão representados os resultados dos vários ensaios de compactação realizados.

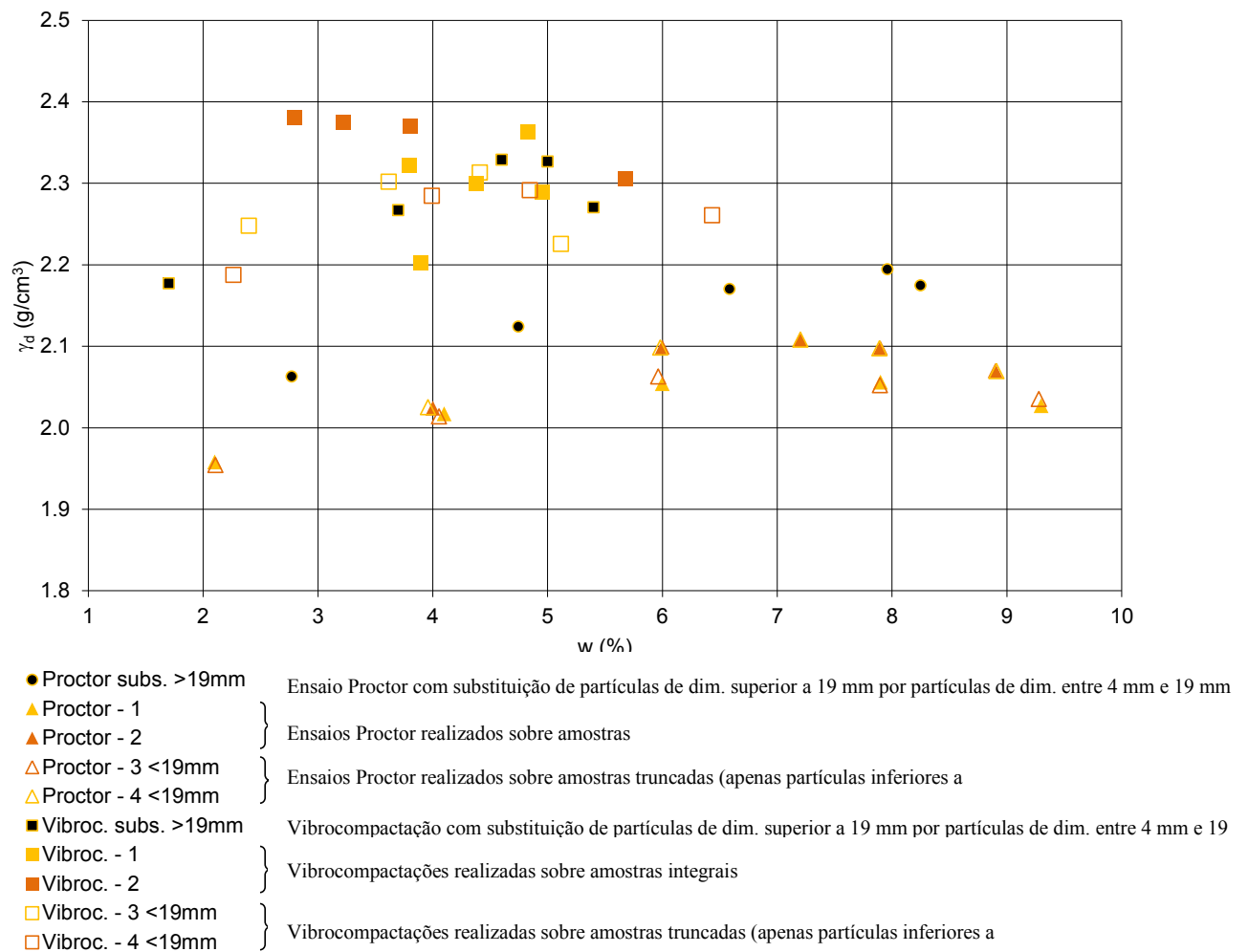


Figura 3.10 - Resultados do ensaio de compactação do agregado calcário.

Pela análise do gráfico é possível verificar que a compactação segundo o ensaio Proctor, quer seja com a amostra integral quer seja com partículas inferiores a 19 mm, conduz a maiores valores do teor em água ótimo e valores da baridade seca máxima mais baixos, quando se compara com os resultados da vibrocompactação.

Quando o ensaio Proctor é realizado com substituição das partículas superiores a 19 mm, a baridade seca máxima é ligeiramente superior mas o teor em água ótimo continua a ser elevado, havendo portanto uma translação vertical da curva de compactação.

Recorrendo à vibrocompactação obtêm-se valores da baridade seca mais elevados para valores do teor em água ótimo inferiores, pois a energia fornecida ao material por este método é superior à energia fornecida pelo ensaio Proctor.

Os resultados do ensaio por vibrocompactação quando realizado com amostra integral, indiciam, em geral, pouca influência do teor em água no valor da baridade seca máxima. Os resultados obtidos com

amostra truncada e com a amostra com substituição de material foram similares, havendo apenas uma ligeira diferença no teor em água ótimo.

Atendendo aos resultados agora obtidos e aos valores que é corrente obter nas obras onde se utilizam estes materiais, pode concluir-se que o método de compactação por vibrocompactação é o mais indicado para este tipo de material, pois representa de forma mais adequada a energia transmitida ao material pelos compactadores em obra.

Tendo em conta os resultados obtidos, considerou-se que o valor ótimo do teor em água é de aproximadamente 4,7% e a baridade seca máxima de 2,3 g/cm³, valores estes que serão utilizados no âmbito da construção dos provetes para os ensaios de carga triaxial cíclica que se apresentam no capítulo 4.

3.9.2. GRANITO

Na figura 3.11 estão representados todos os ensaios de compactação efetuados com o material granítico.

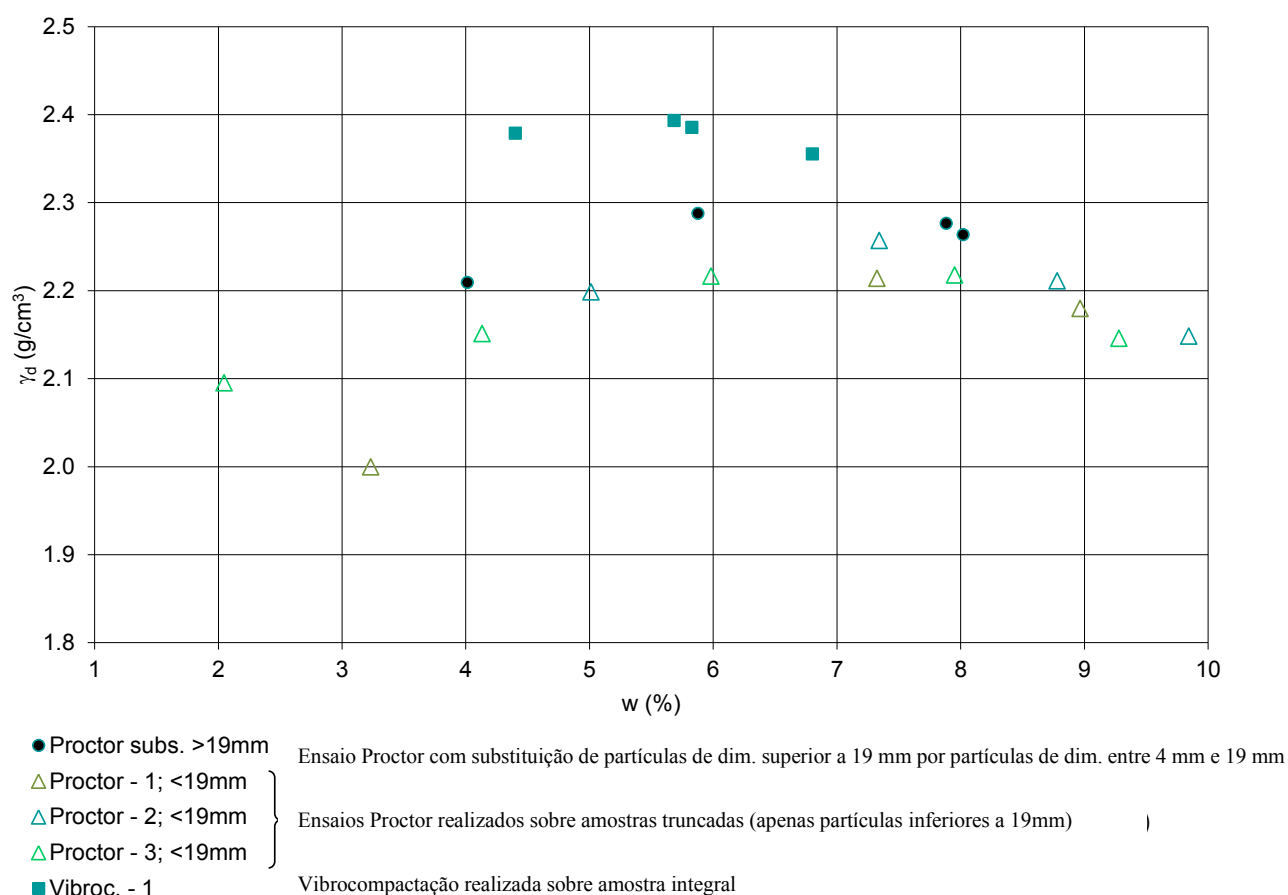


Figura 3.11 - Resultados dos ensaios de compactação do agregado granítico.

Similarmente ao que se verificou com o material calcário, a compactação por martelo vibratório é também neste caso o método que conduz a melhores resultados. É de referir que nenhum ensaio Proctor foi realizado com amostra integral.

Relativamente ao ensaio Proctor com substituição das partículas de dimensão superior a 19 mm, verifica-se que as baridades secas para este ensaio são superiores às encontradas com os ensaios Proctor com amostra truncada, para os mesmos valores de teor em água. Constatou-se também que o teor em água ótimo deste ensaio foi inferior comparativamente com os valores de teor em água ótimo dos ensaios Proctor de amostra truncada.

Após uma análise das diferentes curvas, verificou-se que o teor em água ótimo do material é aproximadamente 5,2%, ao qual corresponde uma baridade seca máxima de 2,4 g/cm³. Estes valores foram tomados como referência na construção dos provetes para os ensaios de carga triaxial cíclica, apresentados no Capítulo 4.

3.10. QUADRO RESUMO

O quadro 3.3 indica os valores médios obtidos nos referidos ensaios para cada um dos materiais.

Quadro 3.3 - Resumo dos valores médios das características dos materiais.

Parâmetros	Unidades	Calcário	Granito	NORMA ITGEO006
Teor de água ótimo	%	4,7	5,2	-
Baridade seca máxima	g/cm ³	2,3	2,4	-
Coeficiente de Los Angeles (LA)	%	30	21	≤25
Coeficiente micro-Deval (MDE)	%	13	14	≤18
LA+MDE	%	43	35	≤40
Equivalente de areia	%	71	52	-
Azul de metileno corrigido	g/kg	0,57	0,32	≤1
Permeabilidade	m/s	1,24E-7*	5,51E-7**	<10 ⁻⁶
Coeficiente de uniformidade (Cu)	-	18,9	111	Cu≥6
Coeficiente de curvatura (Cc)	-	1,32	1,6	1≤Cc≤3
Índice de achatamento (FI)	%	21	16	<20

* valor obtido para 2 minutos de compactação

** valor obtido para 3 minutos de compactação

Como se conclui da análise do quadro resumo, o material calcário não cumpre alguns dos requisitos estabelecidos na ITGEO006. Em particular, é de destacar o valor elevado que este material evidencia para o coeficiente de Los Angeles. Nestas condições, este material não poderia ser utilizado na camada de sub-balastro.

4

CARACTERIZAÇÃO ATRAVÉS DE ENSAIOS TRIAXIAIS CÍCLICOS

4.1. CARACTERIZAÇÃO DO COMPORTAMENTO RESILIENTE

O estudo do comportamento resiliente desenvolve-se em duas etapas: i) condicionamento cíclico dos provetes, durante 20000 ciclos; ii) estudo do comportamento reversível após o condicionamento, compreendendo 20 trajetórias de tensão, cujas relações q/p variam entre 0 e 2,5.

O condicionamento tem como objetivo a estabilização das deformações permanentes, de modo a que o material exiba um comportamento quase-elástico.

Para o condicionamento é possível adotar dois níveis de tensão (baixo ou elevado), ambos especificados na norma NP EN 13286-7: *Unbound and hydraulically bound mixtures - Part 7: Cyclic load triaxial test for unbound mixtures*. A escolha do nível de tensão a aplicar depende das características do material e das condições a que o material é sujeito na fase de construção. Neste trabalho o nível adotado foi o elevado, como se indica no quadro 4.1.

Quadro 4.1 - Trajetória aplicada na fase de condicionamento

σ_3 (kPa)		$\sigma_1 = q + \sigma_3$ (kPa)		q	p
Mín	Máx	Mín	Máx	Máx	Máx
10	110	10	710	600	310

Após o condicionamento do provete procede-se à segunda fase do ensaio que consiste na aplicação de 20 trajetórias de tensão distintas. Tal como no condicionamento, segundo a norma NP EN 13286-7, há a possibilidade de adotar o nível de tensão elevado ou o nível de tensão baixo, consoante as características do material e o tipo de solicitações a que o material irá estar sujeito ao longo do período de vida da obra. No presente estudo, apenas se trabalhou com o nível de tensão elevado e foi aplicada uma trajetória adicional, a fim de se determinar o módulo resiliente característico para cada provete. As trajetórias aplicadas encontram-se no quadro 4.2 e a correspondente ao módulo característico é a número 17.

Quadro 4.2 - Quadro resumo das trajetórias aplicadas em cada ensaio.

Nº Trajectória	σ_3 (kPa)		$\sigma_1 = q + \sigma_3$ (kPa)		q	p
	Mín	Máx	Mín	Máx	Máx	Máx
1	10	60	10	60	0	60
2	10	110	10	110	0	110
3	10	185	10	185	0	185
4	10	260	10	260	0	260
5	10	77	10	177	100	110
6	10	143	10	343	200	209
7	10	210	10	510	300	310
8	10	277	10	677	400	410
9	10	60	10	210	150	110
10	10	110	10	410	300	210
11	10	160	10	610	450	310
12	10	210	10	810	600	410
13	10	35	10	185	150	85
14	10	60	10	360	300	160
15	10	85	10	535	450	235
16	10	93	10	593	500	259
17	10	110	10	710	600	310
18	10	15	10	90	75	40
19	10	20	10	170	150	70
20	10	25	10	250	225	100

Na figura 4.1 estão representadas, no espaço p-q, as trajetórias de tensão aplicadas.

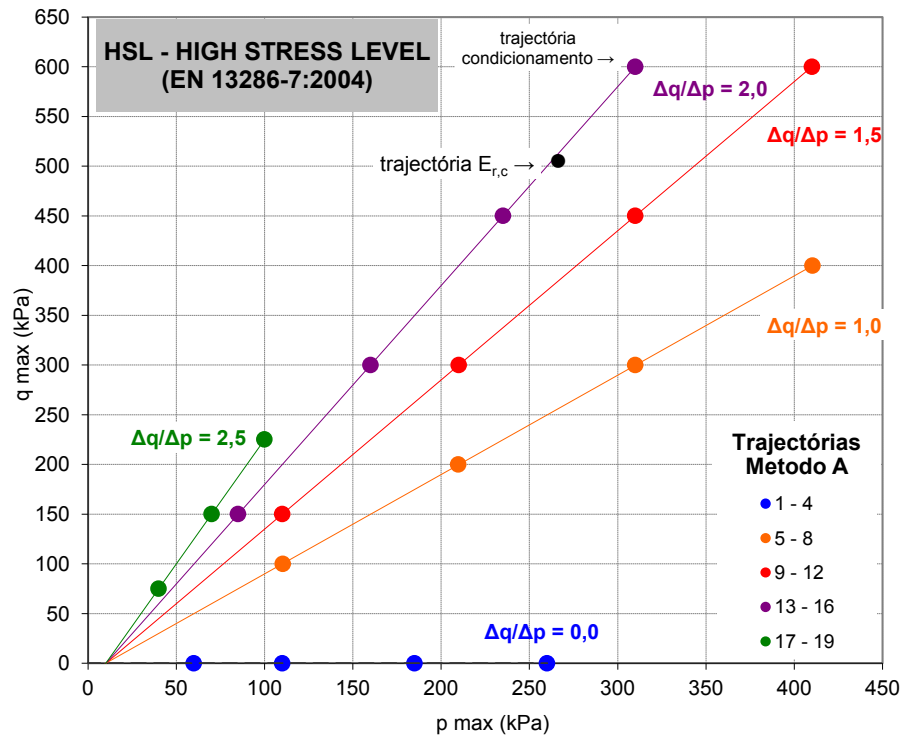


Figura 4.1 - Representação das trajetórias aplicadas a cada provete durante o ensaio.

Cada trajetória é aplicada durante 100 ciclos e as extensões reversíveis foram determinadas calculando a média das medições correspondentes aos últimos 10.

Todos os ensaios foram realizados a uma frequência de 1Hz dado que frequências mais elevadas comprometiam o desempenho do equipamento.

A compactação dos provetes foi feita em 7 e 8 camadas e a energia de compactação variou entre 1 e 3 minutos por camada, consoante o grau de compactação pretendido.

No quadro 4.3 apresentam-se, para os provetes ensaiados de ambos os materiais, a respetiva designação e as suas características, nomeadamente os valores correspondentes à variação em relação ao teor em água ótimo e à baridade seca máxima (compactação relativa), considerando os ensaios de referência anteriormente apresentados. A designação G96-1,5 significa que se trata de um provete granítico, com um grau de compactação de 96% e um teor em água de ensaio de 1,5%.

Quadro 4.3 - Características dos provetes estudados.

Material	Proвете	Cr (%)	W _{ensaio} - W _{opt} (%)
Agregado granítico	G96-1,5	96,4	-3,7
	G100-3,7	100,0	-1,5
	G92-4,1	92,1	-1,1
Agregado calcário	C99-4,3	99,4	-0,4
	C100-4,0	100,2	-0,7
	C102-1,4	101,7	-3,3
	C96-2,8	95,6	-1,9
	C97-3,7	96,5	-1,0

Cr - compactação relativa ao ensaio tomado como referência;

W_{ensaio} - W_{opt} - diferença entre o teor em água de ensaio e o valor ótimo do ensaio de referência.

Atendendo ao procedimento de ensaio, o módulo de deformabilidade resiliente foi calculado pela seguinte expressão:

$$E_r = \frac{\Delta(\sigma_1 - \sigma_3)\Delta(\sigma_1 + 2\sigma_3)}{\varepsilon_1\Delta(\sigma_1 + \sigma_3) - 2\varepsilon_3\Delta\sigma_3} \quad (4.1)$$

considerando que ε_1 e ε_3 são as deformações axial e radial, respetivamente.

4.1.1. ANÁLISE DOS RESULTADOS DO CALCÁRIO

A figura 4.2 apresenta os valores do módulo de deformabilidade obtidos para o material calcário, em função da tensão média; apresentam-se também as curvas potenciais, que melhor se adaptam aos resultados obtidos.

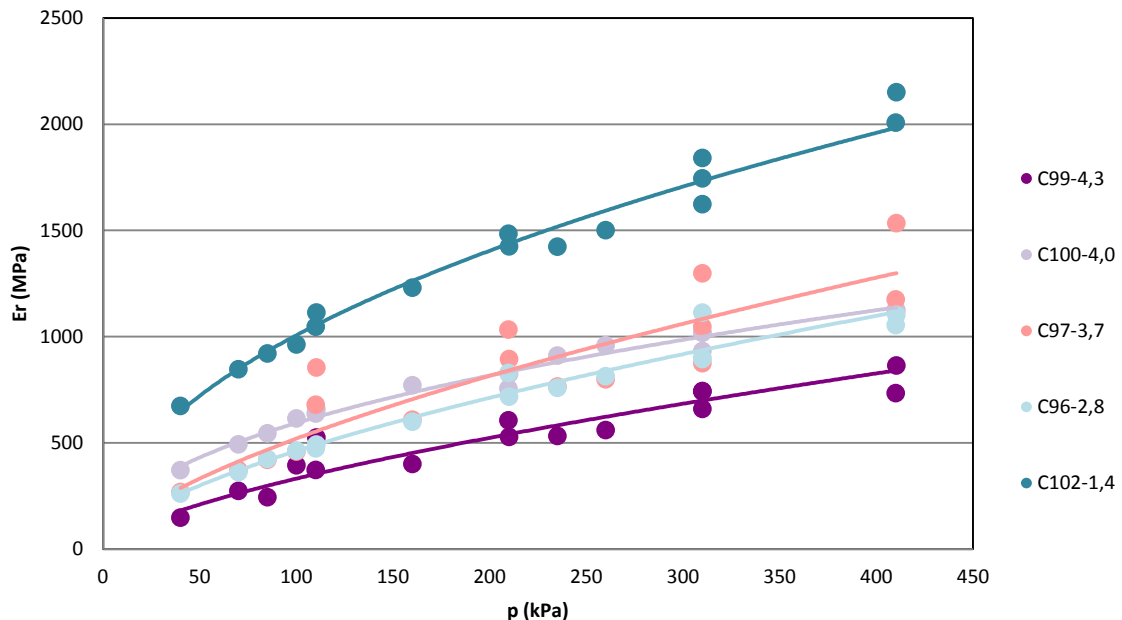


Figura 4.2 - Valores do módulo de deformabilidade em função da tensão média.

Facilmente se verifica que os valores do módulo de deformabilidade aumentam com o aumento da tensão média. O provete com teor em água mais baixo apresenta módulos de deformabilidade mais elevados, como seria expectável, os quais variam entre 670 e 2150 MPa. O provete com teor em água mais elevado (C99-4,3) apresenta os módulos reversíveis mais baixos, variando estes entre 148 e 864 MPa.

Na figura 4.3 apresentam-se os resultados obtidos para o módulo resiliente em função da tensão média, para dois provetes com compacidade relativa parecida mas com teores de água bem distintos; um dos provetes apresenta um teor em água 3,3% inferior ao ótimo enquanto o segundo provete apresenta um desvio de apenas -0,4% relativamente ao valor ótimo. O objetivo deste gráfico é evidenciar a influência do teor em água no comportamento resiliente. Pela análise da figura é perceptível o significativo decréscimo do módulo de deformabilidade com o aumento do teor em água.

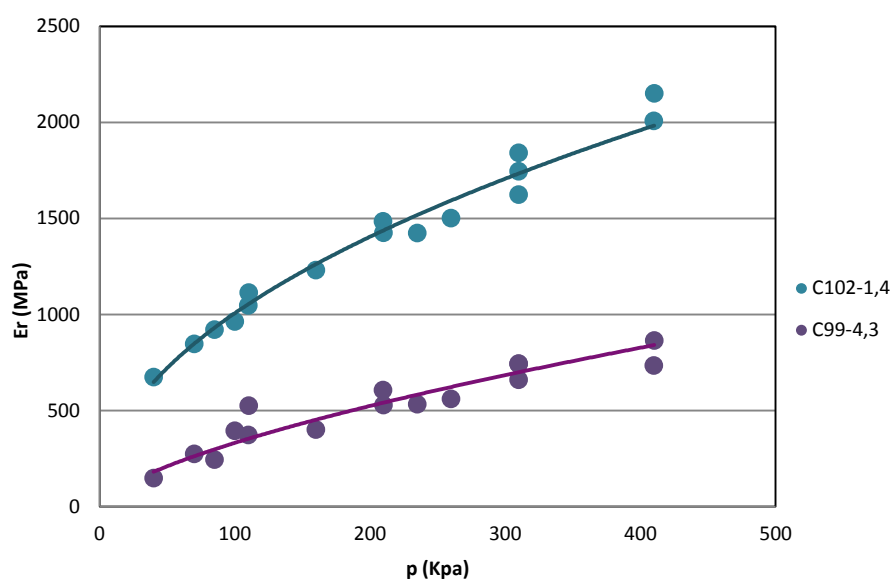


Figura 4.3 - Variação do módulo de deformabilidade em função da tensão média em provetes com teores em água distintos e compactação relativa semelhante.

A análise do efeito da compactidade no valor do módulo de deformabilidade pode ser feita através dos resultados apresentados na figura 4.4. O provete de calcário com compactidade relativa de cerca de 100% evidenciou valores de módulo resiliente próximos dos obtidos com o provete compactado a 96%; é importante referir que nesta comparação os provetes apresentam teores em água próximos ($\approx 4\%$), o que permite concluir que a influência da compactação relativa é pouco significativa.

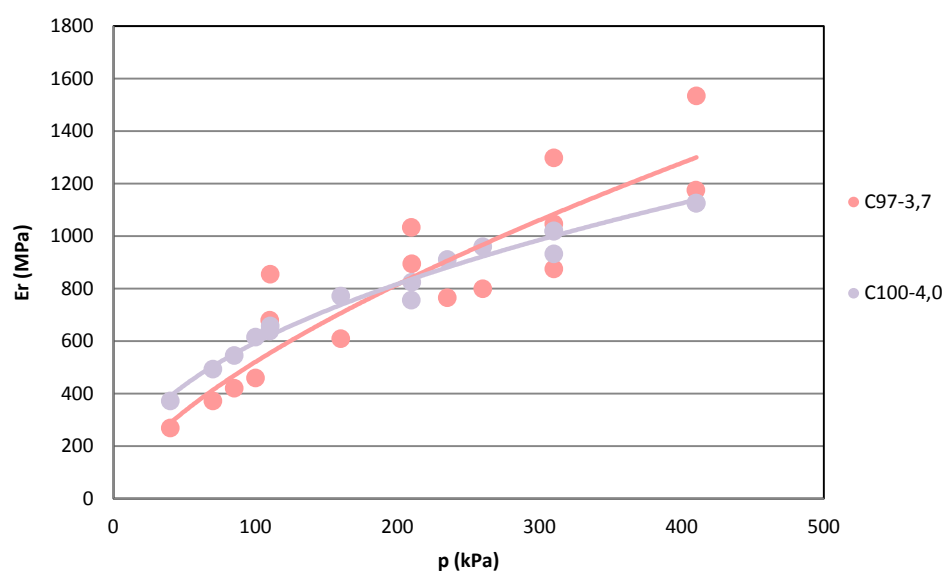


Figura 4.4 - Variação do módulo de deformabilidade em função da tensão média em provetes com teores em água próximos e compactação relativa distinta.

De acordo com o que foi apresentado no capítulo 2, procedeu-se à interpretação dos resultados recorrendo ao modelo de comportamento $k-\theta$.

Na figura 4.5 apresentam-se os valores do módulo de deformabilidade obtidos e as curvas de aproximação pelo modelo $k-\theta$, para um dos provetes de calcário

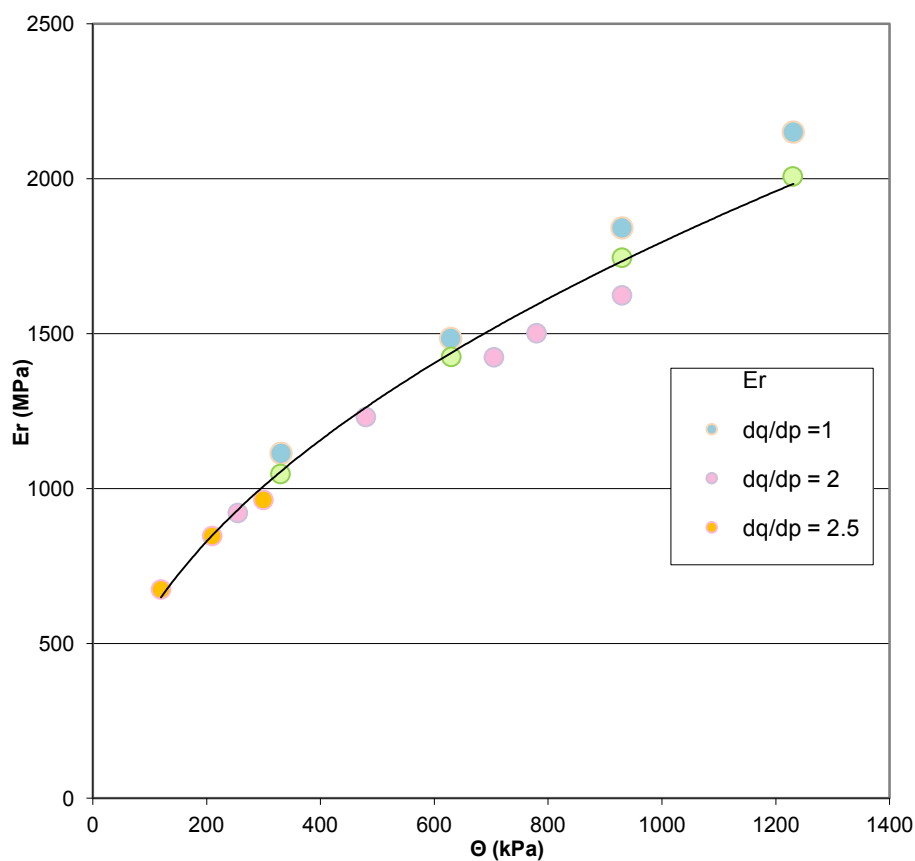


Figura 4.5 - Curva de aproximação obtida pelo modelo $k-\theta$, para o provete calcário C102-1,4.

No quadro 4.4 encontram-se os parâmetros do modelo $k-\theta$, determinados para cada provete. O ajuste do modelo foi avaliado pelo coeficiente de determinação (R^2).

Quadro 4.4 - Parâmetros do modelo $k-\theta$ para o material calcário.

Proвете	$E \text{ (MPa)} = K \cdot \Theta^n$		
	K	n	R^2
C102-1,4	65,149	0,4801	0,9815
C100-4,0	42,98	0,4605	0,9811
C99-4,3	7,7912	0,6580	0,8977
C97-3,7	12,942	0,6478	0,85
C96-2,8	13,138	0,6243	0,9794

O modelo oferece uma boa aproximação, dado que o indicador de ajuste (R^2) é, na maioria dos casos, superior a 0,95.

A avaliação do desempenho dos diferentes provetes pode ser feita pela comparação do valor do módulo característico, obtido para uma tensão média de 250 kPa e uma tensão deviatória de 500 kPa.

A figura 4.6 permite avaliar a influência do teor em água no comportamento resiliente do material, através da variação do valor do módulo característico. O módulo característico aumenta com a diminuição do teor em água, sendo esse aumento particularmente relevante para valores muito baixos do teor em água, onde certamente se farão sentir com muito relevo os fenómenos de sucção no meio particulado.

É de notar que em materiais deste tipo outros autores mediram valores do módulo característico desta ordem de grandeza (Paute et al., 1994). No quadro 4.5 estão indicados os valores de módulo característico obtidos para cada um dos provetes.

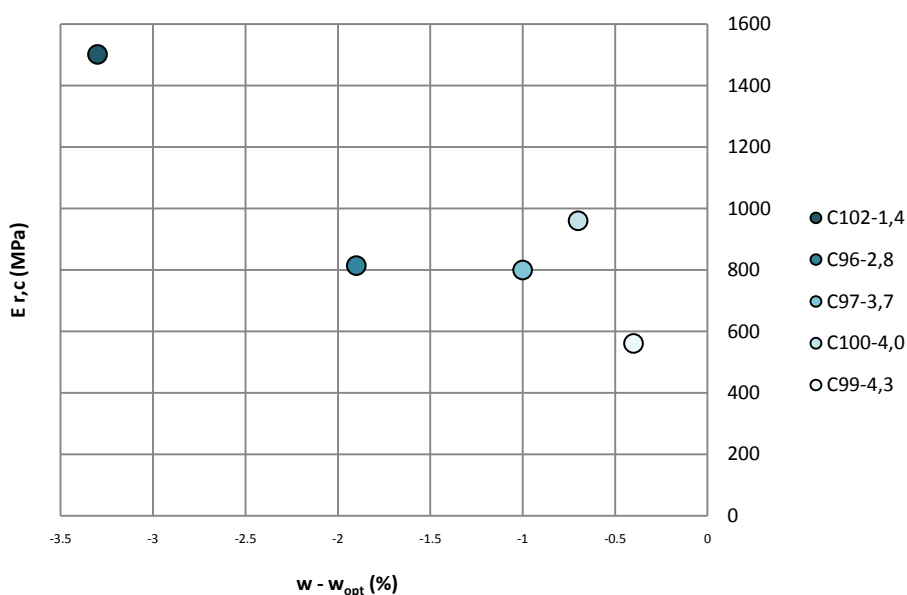


Figura 4.6 - Influência do teor em água no módulo característico.

Quadro 4.5 - Módulos característicos obtidos para o material calcário.

Provede	$E_{r,c}$ (MPa)
C102-1,4	1502
C100-4,0	960
C99-4,3	561
C97-3,7	352
C96-2,8	814

4.1.2. ANÁLISE DOS RESULTADOS DO GRANITO

A figura 4.7 apresenta os valores de módulo resiliente obtidos para os provetes graníticos, em função da tensão média. Estão também representadas as curvas potenciais que melhor se adaptam aos resultados obtidos.

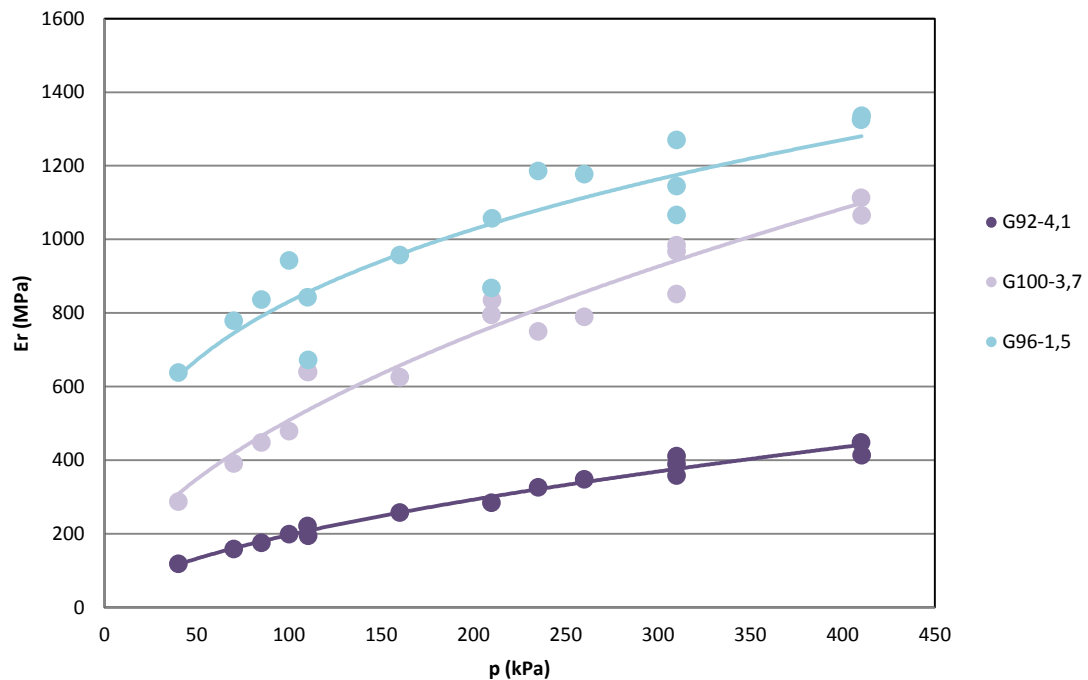


Figura 4.7 - Valores do módulo de deformabilidade em função da tensão média.

Como já foi apontado anteriormente, o módulo de deformabilidade aumenta com a tensão média. É também notório o decréscimo do módulo com o aumento do teor em água. Os valores de módulo resiliente mais elevados foram obtidos com o provete mais seco e variaram entre 638 e 1336 MPa. É de notar que a compactação relativa deste provete é de apenas 96%.

Os valores mais baixos correspondem ao provete com teor em água mais elevado e variam entre os 118 e os 448 MPa. Para além do elevado teor em água, a muito baixa compacidade do provete pode ter contribuído para os baixos valores obtidos para o módulo resiliente, quando comparado com os outros provetes.

Similarmente ao estudo realizado para o material calcário, foi também feita uma comparação entre os resultados obtidos em laboratório e os resultados da modelação $k-\theta$. Na figura 4.8 está representada a curva obtida pelo modelo $k-\theta$ e os resultados obtidos para um dos provetes, neste caso o provete G92-4,1.

No quadro 4.6 encontram-se os resultados dos parâmetros deste modelo, obtidos para cada um dos provetes. O ajuste do modelo aos resultados obtidos experimentalmente é feito pelo indicador de ajuste (R^2), que se encontra também indicado nesse quadro.

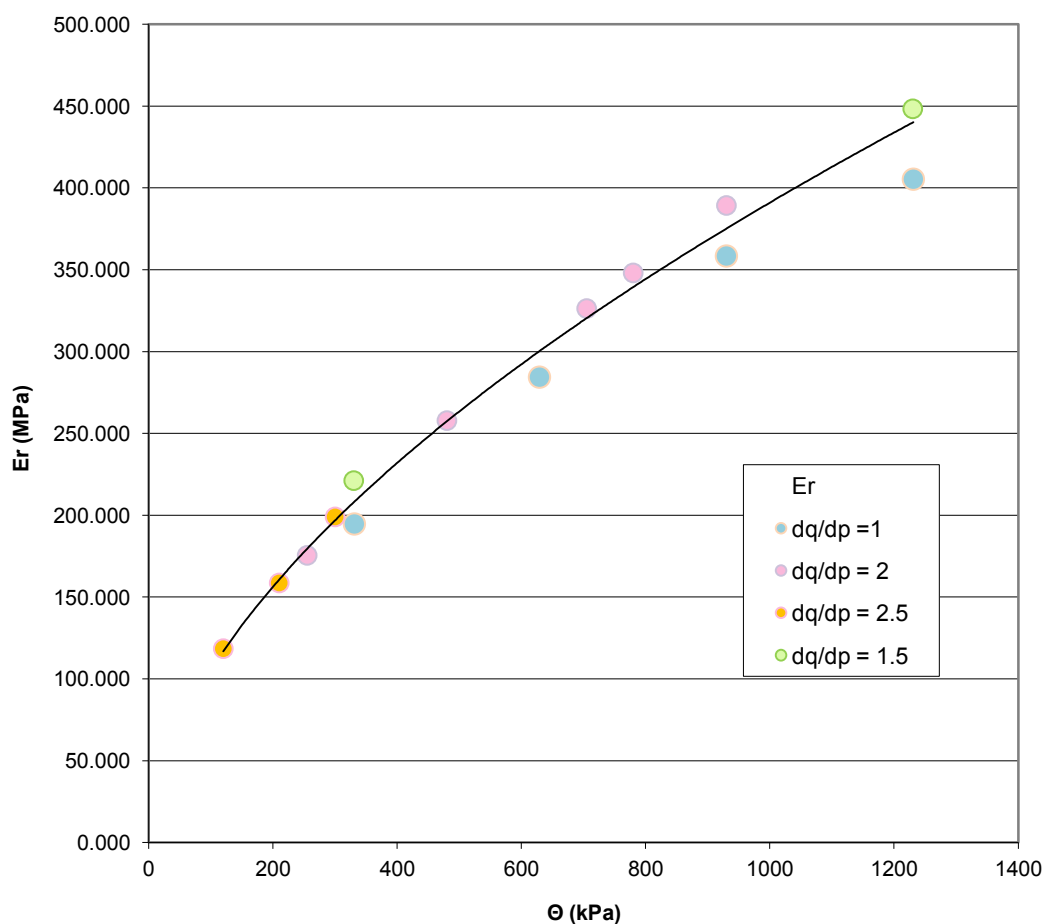


Figura 4.8 - Curva de aproximação obtida pelo modelo $k-\theta$, para o provete granítico G92-4,1.

Quadro 4.6 - Parâmetros do modelo $k-\theta$ para o material granítico.

Provete	$E \text{ (MPa)} = K \cdot \theta^n$		
	K	n	R^2
G96-1,5	144,78	0,3063	0,8199
G100-3,7	22,56	0,5461	0,9473
G92-4,1	7,63	0,5700	0,9860

O comportamento resiliente do material pode ser avaliado pelo módulo característico, como foi referido anteriormente. Neste caso é também clara a influência do teor em água no valor do módulo. Para estes materiais o módulo característico variou entre 348 e 1177 MPa (Figura 4.9). No quadro 4.7 estão indicados os valores de módulo característico obtidos para cada provete granítico.

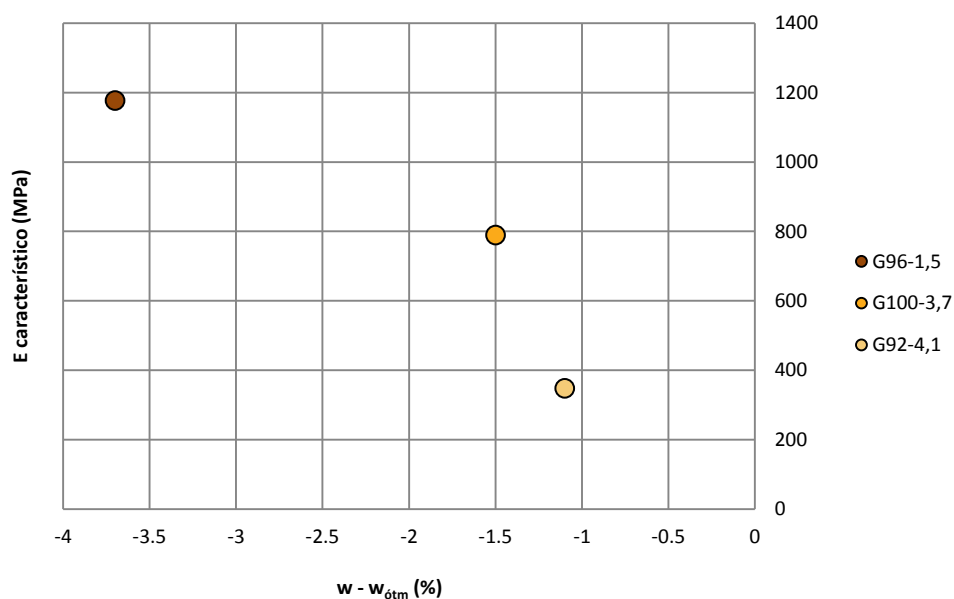


Figura 4.9 - Influência do teor em água no módulo característico.

Quadro 4.7 - Módulos característicos obtidos para o material granítico.

Provede	$E_{r,c}$ (MPa)
G96-1,5	1177
G100-3,7	790
G92-4,1	348

4.2. COMPARAÇÃO ENTRE O AGREGADO GRANITO E O AGREGADO CALCÁRIO

Para tornar mais clara a comparação entre os dois materiais, incluíram-se na figura 4.10 os valores do módulo característico de ambos os materiais, já apresentados anteriormente, em função do teor em água.

Em geral, pode concluir-se que para valores do teor em água semelhantes (quando comparados com o valor ótimo), e tendo em conta a compactidade dos provetes, os valores do módulo característico do material calcário são semelhantes ou ligeiramente superiores aos valores obtidos no material granítico.

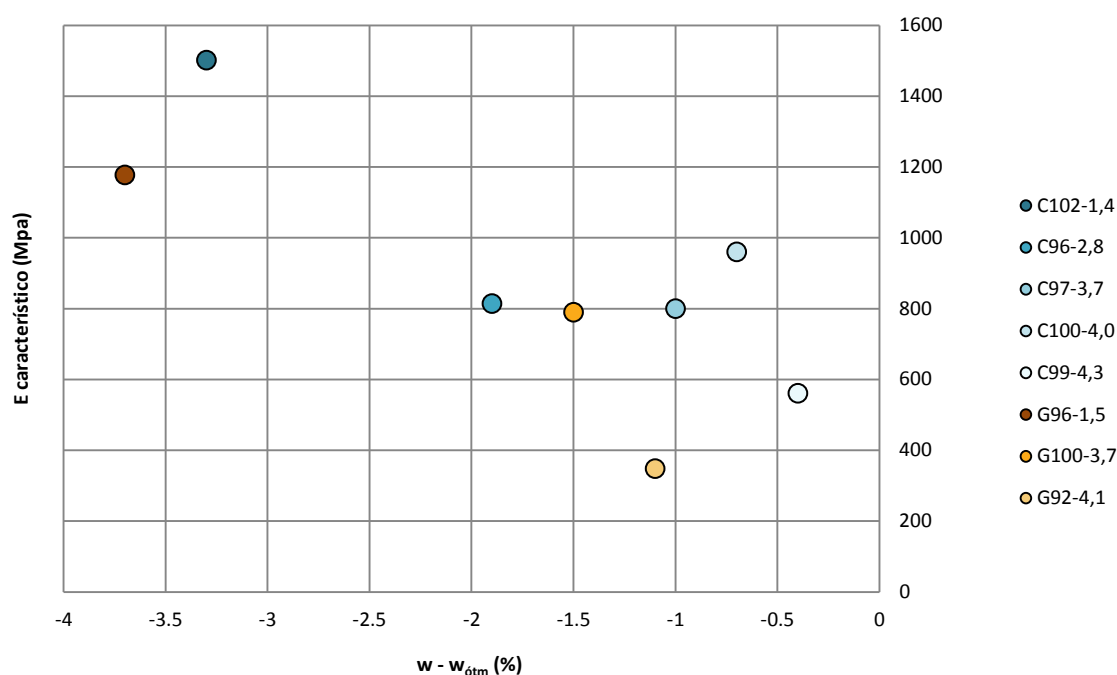


Figura 4.10 - Influência do teor em água no módulo característico, para ambos os materiais.

4.3. CARACTERIZAÇÃO DA DEFORMAÇÃO PERMANENTE DURANTE A FASE DE CONDICIONAMENTO DO ESTUDO DO COMPORTAMENTO REVERSÍVEL

A evolução da deformação permanente é normalmente relacionada com o número de ciclos de carga ou com a tensão cíclica aplicada. Neste trabalho o estudo da deformação permanente começou por ser feito pela análise da deformação durante o período de condicionamento, no qual são aplicados 20000 ciclos de carga ao provete.

Durante o condicionamento o provete sofre uma deformação acentuada nos primeiros ciclos, que vai estabilizando progressivamente com o aumento do número de aplicações de carga. Este fenómeno pode ser explicado pelo rearranjo de partículas ou pela compacidade inicial do provete e pode conduzir a valores de deformação distintos em provetes aparentemente semelhantes, numa fase inicial do condicionamento. É por esta razão que alguns modelos não levam em consideração a deformação que ocorre nos primeiros ciclos.

A análise dos valores do módulo reversível calculados durante estes 20000 ciclos (ver anexo II) evidencia a necessidade de proceder ao condicionamento dos materiais para promover a estabilização desta grandeza.

Na Figura 4.11 apresentam-se os resultados obtidos para os provetes de calcário. Em dois dos provetes (C100-4,0 e C102-1,4), um problema técnico inviabilizou o registo da deformação nos primeiros milhares de ciclos, pelo que os resultados não são apresentados.

Os resultados apresentados são relativamente distintos, mas parece não ser possível estabelecer uma relação entre eles e a compacidade dos provetes ou o teor em água dos mesmos.

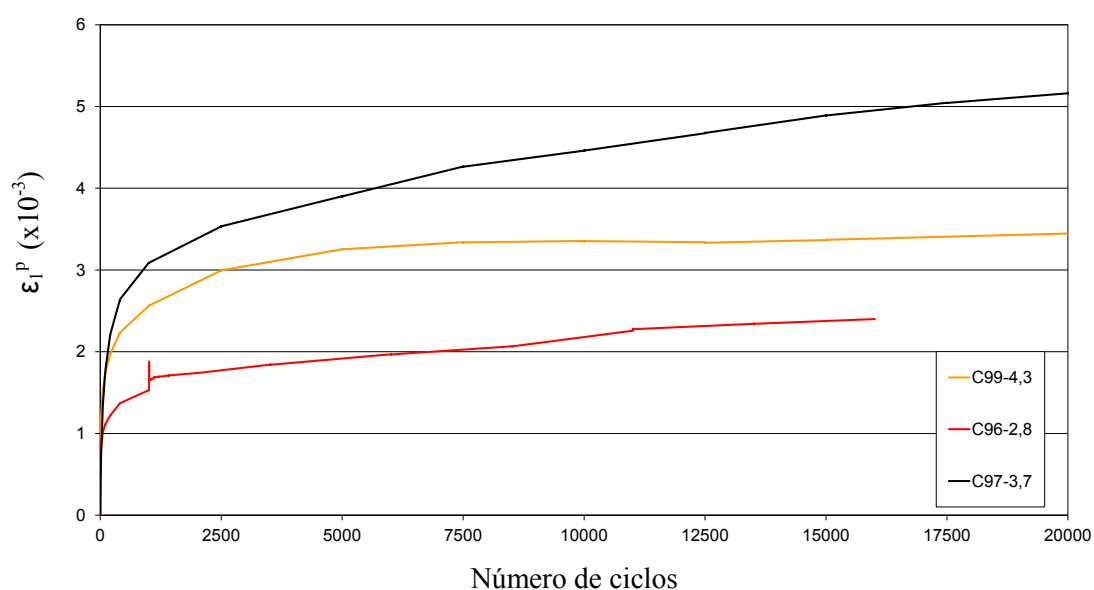


Figura 4.11 - Deformação axial permanente em provetes de material calcário.

Relativamente ao material granítico, os resultados são apresentados na figura 4.12. A análise da figura permite concluir que é semelhante o comportamento de dois dos provetes com compactidade e teor em água relativamente distintos. De forma semelhante ao que aconteceu em alguns dos provetes de calcário, no caso do provete designado por G92-4,1, um problema técnico inviabilizou o registo da deformação nos primeiros milhares de ciclos, pelo que os resultados não são apresentados.

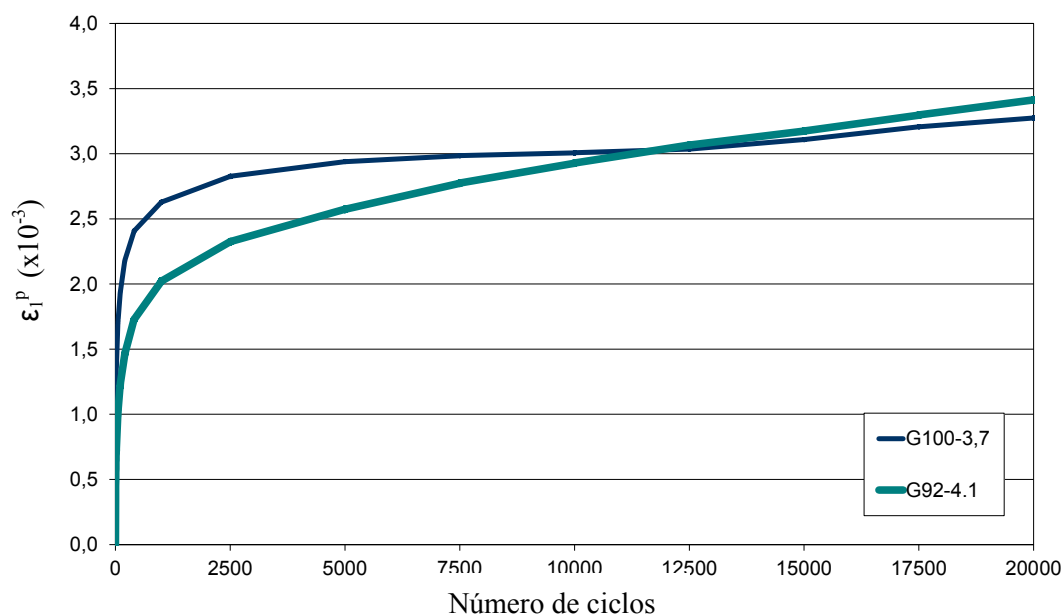


Figura 4.12 - Deformação axial permanente em provetes de material granítico.

Em geral, as deformações axiais permanentes registadas para ambos os materiais no fim do condicionamento foram relativamente pequenas.

De acordo com a norma EN 13286-7, é possível classificar os materiais tendo em conta o seu módulo característico e a deformação axial permanente característica (ε_1^c), sendo que

$$\varepsilon_1^c = \varepsilon_1^p(20000) - \varepsilon_1^p(100) \quad (4.2)$$

com

$\varepsilon_1^p(20000)$ deformação axial permanente no final do condicionamento

$\varepsilon_1^p(100)$ deformação axial permanente após os primeiros 100 ciclos de condicionamento.

A norma sugere que se classifique os materiais com base no comportamento de provetes que apresentem uma compactação relativa de 97% e um desvio do teor em água ótimo de -2%.

No caso do material calcário foi fabricado um provete com características próximas das indicadas (C96-2,8, cujo desvio é de -1,9%). Para este material o módulo característico obtido foi de 814 MPa e a deformação axial permanente característica calculada foi de $2,153 \times 10^{-3}$. Segundo o indicado na norma, este material é classificado como sendo da classe C1, apresenta, portanto, um comportamento mecânico excelente.

Relativamente ao material granítico, não foram ensaiados provetes com características semelhantes às indicadas na norma. O provete cujas características mais se aproximam é o designado por G100-3,7, que exibiu um módulo característico de 790 MPa e um valor da deformação axial permanente característica de $1,357 \times 10^{-3}$. Atendendo a estes valores pode considerar-se que o material granítico pertence também à classe C1.

4.3. CARACTERIZAÇÃO DA DEFORMAÇÃO PERMANENTE

Numa segunda fase do trabalho foi realizado um estudo da deformação permanente dos materiais, para um elevado número de ciclos de carga. Foram construídos dois provetes, um calcário e outro granítico, com compactidade relativa de cerca de 96% e um teor em água cerca de 1% inferior ao valor ótimo de referência de cada um dos materiais.

O ensaio consistiu na aplicação de uma única trajetória de tensão. No total foram aplicados um milhão de ciclos a cada provete, com a trajetória de tensão indicada no quadro 4.8. A trajetória de tensão adotada tem como objetivo simular um carregamento semelhante ao que o sub-balastro estará sujeito durante o período de serviço da obra.

Tendo em conta os valores moderados de tensão aplicados foi possível realizar os ensaios com uma frequência de 5 Hz. No entanto, o facto de o ensaio ser, ainda assim, muito demorado não permitiu que fossem ensaiados mais do que dois provetes. No quadro 4.9 estão indicadas as características dos provetes estudados.

Quadro 4.8 - Trajetória aplicada no estudo da deformação permanente.

σ_3 (kPa)		$\sigma_1 = q + \sigma_3$ (kPa)		q	p
Mín	Máx	Mín	Máx	Máx	Máx
10	15	10	90	75	40

Quadro 4.9 - Características dos provetes do estudo da deformação permanente.

Material	Proвете	Cr (%)	$w_{ensaio} - w_{opt}$ (%)
Agregado granítico	G96-3,6	96,2	-1,8
Agregado calcário	C96-3,9	96,4	-0,8

Na figura 4.13 está representada a deformação axial permanente (ϵ_1^p) do provete calcário e do provete granítico. No caso do provete calcário observa-se uma rápida deformação nos primeiros ciclos de carga e depois pelo menos dois acréscimos rápidos, que podem ficar a dever-se a rearranjos ou quebra de partículas. Após cerca de 300000 ciclos a taxa de crescimento da deformação assumiu um valor moderado, que se manteve praticamente constante até se atingir o final do ensaio.

O agregado granítico comportou-se de uma maneira distinta: apresentou uma deformação permanente inicial inferior à do material calcário e manteve depois, em termos médios, uma taxa de crescimento dessa deformação semelhante à daquele material, até cerca dos 300000 ciclos de carga. Posteriormente, o provete granítico assumiu uma taxa inferior àquela que vinha mantendo, mas superior à do calcário, para fases semelhantes de ensaio. Após um milhão de ciclos, a deformação permanente do material granítico era ligeiramente inferior à do material calcário (ambos os materiais atingiram uma extensão axial permanente próxima de 7×10^{-4}), mas a taxa de crescimento evidenciava uma tendência para se manter constante, o que não permitiu a estabilização da deformação permanente.

Atendendo ao comportamento dos materiais, em particular do granito, seria necessário continuar a aplicar ciclos de carga, para proceder a uma adequada avaliação do comportamento.

Foi também realizada uma aproximação logarítmica em função do número de ciclos. A aproximação obtida para o material calcário é relativamente melhor do que a obtida para o material granítico, este resultado está relacionado com o facto do material granítico não ter apresentado uma tendência para a estabilização ao fim de um milhão de ciclos. Tal como se verifica pela figura 4.13 este tipo de aproximação simplista não é a mais adequada; no quadro 4.10 estão representados os parâmetros obtidos para o modelo, assim como o respetivo indicador de ajuste (R^2).

Quadro 4.10 - Parâmetros da aproximação logarítmica para ambos os materiais.

Provete	$\varepsilon_1^p (10^{-3}) = a + b \cdot \log(N)$		
	A	b	R ²
C96-3,9	-0,2782	0,0669	0,773
G96-3,6	-0,5825	0,0795	0,7091

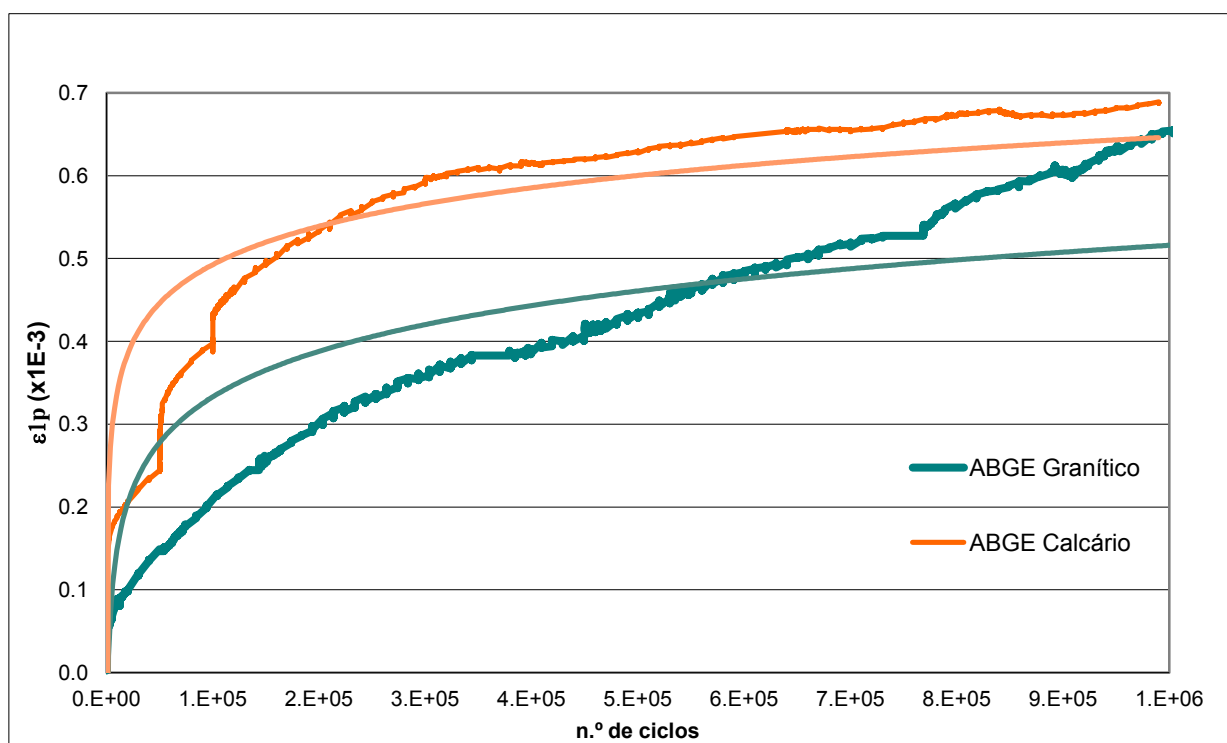


Figura 4.13 - Deformação axial permanente nos provetes de material granítico e calcário e as respetivas aproximações logarítmicas.

5

CONCLUSÕES

5.1. PRINCIPAIS CONCLUSÕES

Os materiais que são aplicados na subestrutura da via férrea, em particular nas camadas de apoio, devem exibir características mecânicas que lhe confirmem um adequado desempenho quer durante o processo construtivo quer em serviço.

Os agregados britados de granulometria extensa que foram caracterizados neste estudo, um de origem calcária, outro de origem granítica, foram analisados à luz dos requisitos impostos aos materiais utilizados na camada de sub-balastro da via férrea, nomeadamente considerando a Instrução Técnica ITGEO006 da REFER.

Atendendo aos resultados obtidos na caracterização laboratorial, o material granítico cumpre os requisitos estabelecidos naquele documento. Por sua vez, o material calcário apresenta um valor de fragmentação, dado pelo coeficiente de Los Angeles, superior ao permitido. Esta situação tem sido observada frequentemente no caso dos agregados de granulometria extensa que se utilizam em Portugal, provenientes deste tipo de formações, os quais normalmente apresentam valores de Los Angeles superiores a 25%.

É de notar, que, no entanto, este material não apresentou uma evolução significativa da sua curva granulométrica devido à acção da compactação. Em particular, não se geraram finos, os quais, a existirem, podem prejudicar o desempenho do material.

Com o objectivo de avaliar o comportamento mecânico destes dois materiais, procedeu-se à realização de ensaios triaxiais de carga cíclica em provetes de grandes dimensões, utilizando a granulometria integral. O equipamento de carga que se utilizou permite variar ciclicamente quer a tensão de confinamento quer a tensão deviatória.

As deformações sofridas pelos provetes, tanto axiais como perimetrais, foram medidas através de instrumentação colocada no interior da câmara triaxial. Assim, foi possível analisar o comportamento resiliente do material e a sua deformação permanente.

As características de cada provete foram estabelecidas por forma a contemplar diversas situações de estado dos materiais que podem ocorrer *in situ*, nomeadamente no que se refere ao estado hídrico e à compacidade relativa.

As condições de ensaio, em particular as trajetórias de tensão aplicadas, foram as preconizadas na norma EN 13286-7, as quais contemplam as solicitações expectáveis, tanto na fase de construção como em serviço.

Constatou-se que os valores do módulo de deformabilidade dependem da tensão aplicada, aumentando com a tensão média, e das condições de estado dos materiais, em particular do teor em água. Os

resultados obtidos permitiram concluir que o módulo resiliente decresce com o aumento do teor em água; este comportamento foi observado em ambos os materiais.

Constatou-se que os valores do módulo reversível característico dos dois agregados são da mesma ordem de grandeza, mas, em geral, são ligeiramente superiores no agregado calcário.

O modelo k- θ permitiu uma boa aproximação dos módulos resilientes, para os provetes estudados.

Atendendo a que a deformação permanente exibida pelos materiais é fortemente influenciada pelo nível de tensão aplicado e pelo número de aplicações de carga, estabeleceu-se um programa de ensaios que se traduziu pela aplicação de um milhão de ciclos de uma solicitação que se considerou representativa daquela provocada pela passagem dos comboios.

Após a aplicação de um milhão de ciclos de carga, a deformação axial permanente de ambos os materiais foi da ordem dos $0,7 \times 10^{-3}$; contudo, o comportamento de ambos foi distinto, pois o material calcário apresentou uma rápida deformação seguida de um processo de quase estabilização, enquanto o material granítico se deformou mais lentamente, mas manteve uma taxa de crescimento da deformação relativamente importante, não evidenciando tendência para estabilizar.

Em suma, o agregado calcário demonstrou um bom desempenho, quando comparado com o material granítico. Assim sendo, o estudo desenvolvido ao longo da dissertação permite concluir que os critérios empíricos muitas vezes aplicados na seleção de agregados não permitem avaliar o desempenho mecânico dos mesmos, conduzindo muitas vezes à exclusão de materiais competentes.

O estudo comprovou que materiais de dureza relativamente mais baixa, que não cumprem os critérios de seleção empíricos, podem apresentar um desempenho igual ou até melhor em termos de módulo de deformabilidade e da deformação permanente.

Embora outros autores tenham já chegado a conclusões semelhantes a esta, não tem havido, por parte do meio técnico, abertura para que sejam os resultados dos estudos de carácter mecanicista, como aqueles que se desenvolveram neste trabalho, a contribuírem para a tomada de decisão sobre a adequação dos materiais às diversas aplicações.

É interessante notar que as condições de estado dos materiais, particularmente o teor em água, podem ter uma grande influência no desempenho da estrutura, sobrepondo-se às características intrínsecas.

5.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Existem certamente muitos outros materiais cujo desempenho pode ser adequado, nomeadamente quando aplicados em camadas de apoio de infra-estruturas de transporte, mas que à luz dos critérios empíricos usualmente utilizados, não poderão ser utilizados. Nestas circunstâncias, é necessário continuar a desenvolver estudos semelhantes aos que se apresentaram neste trabalho, de forma a aprofundar os conhecimentos e a tornar mais económicas e ambientalmente sustentáveis este tipo de infra-estruturas.

Em particular, devem desenvolver-se estudos de deformação permanente, fazendo variar as condições de estado (teor em água e compacidade) dos materiais e o nível de tensão aplicado. Se possível, o número de aplicações de carga deve ser representativo daquele que a estrutura sofrerá durante a sua vida útil. Esta é uma condição essencial para aumentar a confiança neste tipo de abordagem e para permitir um adequado conhecimento do desempenho dos materiais.

A relação entre a deformação em determinada etapa do ensaio e o comportamento do material a longo prazo deve também ser aprofundada.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Coutinho J. (1999) - *Agregados para argamassas e betões*. Apontamentos de Materiais de Construção 1 da Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto.
- Coronado O., Caicedo B., Taibi S., Gomes Correia, A., Fleureau J. (2011) - *A macro geomechanical approach to rank non-standard unbound granular materials for pavements*. www.elsevier.com/locate/enggeo, Fevereiro 2011.
- Dawson, A. (2004) - Pavements unbound. Proceedings of the 6th International Symposium on Pavements Unbound, Nottingham.
- Fortunato, E. (2005) - *Renovação de plataformas ferroviárias. Estudos relativos à capacidade de carga*. Dissertação de Doutoramento. FEUP, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Porto.
- Gomes Correia, A. (2004) - *Evaluation of mechanical properties of unbound granular materials for pavements and rail tracks*. Proceedings of the International Seminar on Geotechnics in Pavement and Railway Design and Construction. ISSMGE Technical Committee 3 - Geotechnics of Pavement. Athens.
- Gomes Correia, A., Reis Ferreira, A., Faria Araújo, N. (2006) - *Triaxiais de precisão para determinação das características de deformabilidade*. Proceedings: 10º Congresso Nacional de Geotecnia, Vol. 2, Lisboa.
- Lekarp F., Isacsson U., Dawson A. (2000a). *State of the Art. I : Resilient Response of Unbound Aggregates*. Journal of Transportation Engineering, ASCE, Vol. 126, No. 1, pp 66-75.
- Lekarp, F., Isacsson, U., Dawson, A. (2000b). *State of the Art. II: Permanent Strain Response of Unbound Aggregates*. Journal of Transportation Engineering, ASCE, Vol. 126, No. 1, pp 76-83.
- Luzia R., Picado-Santos, L. (2004) - *Estudo do comportamento de materiais britados não ligados em pavimentos rodoviários*. Proceedings: Congresso Luso-Brasileiro de Geotecnia, Aveiro e Lisboa.
- Luzia R., Picado-Santos, L. (2007) - *Mechanical behaviour of UGM for Portuguese conditions. Advanced Characterisation of Pavement and Soil Engineering Materials*, Taylor & Francis Group, London.

Paute, J. L.; Hornych, P.; Benaben, J. P. (1994). *Comportement mécanique des graves non traitées*. Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, No. 190, pp. 27-38. Paris.

Pestana, R. (2008). *Contribuição para o Estudo do Comportamento Mecânico de Resíduos de Construção e Demolição Aplicados em Estradas de Baixo Tráfego*. Dissertação de Mestrado. Universidade Técnica de Lisboa.

Sousa, C., Castelo Branco, F. (2010) - *Estudo de formas de melhoramento do desempenho dos agregados usados em camada de sub-balastro em termos da sua permeabilidade*, Proceedings: 12º Congresso Nacional de Geotecnia, Guimarães.

UIC (2008). *Earthworks and Track Bed for Railways Lines*. Code UIC 714 R.

Werkmeister, S.; Dawson, A.R.; Wellner, F. (2001). *Permanent Deformation Behaviour of Unbound Granular Materials and the Shakedown-Theory*. Transportation Research Record 1757, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., USA, pp. 75-81.

Werkmeister, S.; Numrich, R.; Dawson, A.; Wellner, F. (2003). *Design of granular pavement layers considering climatic conditions*. Transportation Research Record 1837, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., USA, pp. 61-70.

Normas e especificações:

ITGEO006 (2007): *Características técnicas do sub-balastro*. Rede Ferroviária Nacional E.P.E.

NP EN 933-1 (2000): *Ensaaios das propriedades geométricas dos agregados - Parte 1: Análise granulométrica*. Norma Portuguesa, IPQ.

NP EN 933-3 (2000): *Ensaaios das propriedades geométricas dos agregados - Parte 3: Determinação da forma das partículas - índice de achatamento*. Norma Portuguesa, IPQ.

NP EN 933-5 (2002): *Ensaaios das propriedades geométricas dos agregados - Parte 5: Determinação da percentagem de superfícies esmagadas e partidas nos agregados grossos*. Norma Portuguesa, IPQ.

NP EN 933-8 (2002): *Ensaaios das propriedades geométricas dos agregados - Parte 8: Determinação do teor de finos - Ensaio do equivalente de areia*. Norma Portuguesa, IPQ.

NP EN 933-9 (2002): *Ensaaios das propriedades geométricas dos agregados - Parte 9: Determinação do teor de finos - Ensaio do azul de metileno*. Norma Portuguesa, IPQ.

NP EN 1097-1 (2002): *Ensaaios das propriedades mecânicas e físicas dos agregados - Parte 1: Determinação da resistência ao desgaste (micro-Deval)*. Norma Portuguesa, IPQ.

NP EN 1097-2 (2002): *Ensaaios das propriedades mecânicas e físicas dos agregados - Parte 2: Métodos para a determinação da resistência à fragmentação*. Norma Portuguesa, IPQ.

EN 13286-7 (2004): *Unbound and hydraulically bound mixtures - Part 7: Cyclic load triaxial test for unbound mixtures*. Norma Europeia, CEN.

ANEXO I - Resultados dos ensaios clássicos

Quadro I.1 – índice de achatamento do material calcário.

<div> <div>Massa do provete M_0 =</div> <div>10243</div> <div>G</div> </div>				
Fracção granulométrica d_i/D_i (mm)	Massa (R_i) da fracção granulométrica d_i/D_i (g)	Largura nominal do peneiro de barras (mm)	Massa que passa pelo peneiro de barras (m_i) g	$F_i=(m_i/R_i) \times 100$
63/80	-----	40	-----	-----
50/63	-----	31.5	-----	-----
40/50	-----	25	-----	-----
31.5/40	103	20		-----
25/31.5	253	16	40.3	-----
20/25	831	12.5	53.59	-----
16/20	761.0	10	144.9	19.0
12.5/16	635.0	8	85.2	13.4
10/12.5	494.0	6.3	90.6	18.3
8/10	452.0	5	75.9	16.8
6.3/8	515.0	4	115.3	22.4
5/6.3	459.0	3.15	139.2	30.3
4/5	610.0	2.5	196.1	32.1
$M1=SR_i=$	3926.0	$M2=Sm_i =$	847.3	
<div> <div>$FI = (M_2/M_1) \times 100 =$</div> <div>22</div> <div>g</div> </div>				

Quadro I.2 – índice de achatamento do material calcário.

Massa do provete M ₀ =				10189	g
Fracção granulométrica d _i /D _i (mm)	Massa (R _i) da fracção granulométrica d _i /D _i (g)	Largura nominal do peneiro de barras (mm)	Massa que passa pelo peneiro de barras (m _i) g	F _i =(m _i /R _i)x100	
63/80	----	40	----	----	
50/63	----	31.5	----	----	
40/50	----	25	----	----	
31.5/40	95	20	38.1	----	
25/31.5	841	16	87.85	----	
20/25	600	12.5	150.26	----	
16/20	562.0	10	67.1	11.9	
12.5/16	706.0	8	100.9	14.3	
10/12.5	510.0	6.3	82.1	16.1	
8/10	408.0	5	66.2	16.2	
6.3/8	472.0	4	101.0	21.4	
5/6.3	495.0	3.15	144.9	29.3	
4/5	589.0	2.5	191.9	32.6	
M1=ΣR _i =		3742.0		M2=Σm _i =	
		754.1			
FI = (M ₂ /M ₁) x 100 =				20	g

Quadro I.3 – índice de achatamento do material granítico.

<div> <div>Massa do provete $M_0 =$</div> <div>13560</div> <div>g</div> </div>				
<div> <div>Fracção granulométrica</div> <div>d_i/D_i (mm)</div> </div>	<div> <div>Massa (R_i) da fracção granulométrica</div> <div>d_i/D_i (g)</div> </div>	<div> <div>Largura nominal do peneiro de barras</div> <div>(mm)</div> </div>	<div> <div>Massa que passa pelo peneiro de barras (m_i)</div> <div>g</div> </div>	<div> <div>$F_i = (m_i/R_i) \times 100$</div> </div>
63/80	-----	40	-----	-----
50/63	-----	31.5	-----	-----
40/50	-----	25	-----	-----
31.5/40	172.8	20		-----
25/31.5	1199.7	16	27.03	-----
20/25	1927.6	12.5	160.03	-----
16/20	1318.8	10	103.8	7.9
12.5/16	810.3	8	89.9	11.1
10/12.5	438.1	6.3	60.2	13.7
8/10	323.9	5	53.7	16.6
6.3/8	292.4	4	56.7	19.4
5/6.3	373.8	3.15	93.1	24.9
4/5	636.4	2.5	181.7	28.6
$M1 = \sum R_i =$	4193.7	$M2 = \sum m_i =$	639.0	
<div> <div>$FI = (M_2/M_1) \times 100 =$</div> <div>15</div> <div>g</div> </div>				

Quadro I.4 – índice de achatamento do material granítico.

<div> <div>Massa do provete $M_0 =$</div> <div>11746</div> <div>g</div> </div>				
Fracção granulométrica d_i/D_i (mm)	Massa (R_i) da fracção granulométrica d_i/D_i (g)	Largura nominal do peneiro de barras (mm)	Massa que passa pelo peneiro de barras (m_i) g	$F_i=(m_i/R_i) \times 100$
63/80	-----	40	-----	-----
50/63	-----	31.5	-----	-----
40/50	-----	25	-----	-----
31.5/40	201.37	20		-----
25/31.5	1187.6	16	68.29	-----
20/25	2227.3	12.5	208.89	-----
16/20	1280.5	10	125.8	9.8
12.5/16	831.8	8	98.4	11.8
10/12.5	342.2	6.3	71.2	20.8
8/10	232.4	5	38.2	16.4
6.3/8	194.6	4	34.4	17.7
5/6.3	268.4	3.15	52.7	19.6
4/5	527.0	2.5	159.5	30.3
$M1=\Sigma R_i=$	3676.8	$M2=\Sigma m_i =$	580.2	
<div> <div>$FI = (M_2/M_1) \times 100 =$</div> <div>16</div> <div>g</div> </div>				

Quadro I.5 – índice de achatamento do material granítico.

<div> <div>Massa do provete M_0 =</div> <div>12630</div> <div>g</div> </div>				
Fracção granulométrica d_i/D_i (mm)	Massa (R_i) da fracção granulométrica d_i/D_i (g)	Largura nominal do peneiro de barras (mm)	Massa que passa pelo peneiro de barras (m_i) g	$F_i=(m_i/R_i) \times 100$
63/80	-----	40	-----	-----
50/63	-----	31.5	-----	-----
40/50	-----	25	-----	-----
31.5/40	87.42	20	87.6	-----
25/31.5	1556.3	16	97.26	-----
20/25	2125.8	12.5	207.82	-----
16/20	1413.6	10	140.4	9.9
12.5/16	970.5	8	100.8	10.4
10/12.5	431.2	6.3	64.9	15.0
8/10	291.4	5	51.2	17.6
6.3/8	245.2	4	46.5	19.0
5/6.3	301.8	3.15	72.8	24.1
4/5	544.8	2.5	167.9	30.8
$M1=SR_i=$	4198.4	$M2=S_{m_i} =$	644.4	
<div> <div>$FI = (M2/M1) \times 100 =$</div> <div>15</div> <div>g</div> </div>				

Quadro I.6 – índice de achatamento do material granítico.

<div> <div>Massa do provete $M_0 =$</div> <div>10479</div> <div>g</div> </div>				
Fracção granulométrica d_i/D_i (mm)	Massa (R_i) da fracção granulométrica d_i/D_i (g)	Largura nominal do peneiro de barras (mm)	Massa que passa pelo peneiro de barras (m_i) g	$F_i=(m_i/R_i) \times 100$
63/80	-----	40	-----	-----
50/63	-----	31.5	-----	-----
40/50	-----	25	-----	-----
31.5/40		20		-----
25/31.5	751.13	16	15.4	-----
20/25	1673.3	12.5	75.63	-----
16/20	925.6	10	103.3	11.2
12.5/16	380.1	8	104.6	27.5
10/12.5	211.0	6.3	64.6	30.6
8/10	208.6	5	32.4	15.5
6.3/8	306.5	4	37.0	12.1
5/6.3	498.5	3.15	72.3	14.5
4/5	544.8	2.5	144.3	26.5
$M1=\Sigma R_i=$	3075.1	$M2=\Sigma m_i =$	558.5	
<div> <div>$FI = (M_2/M_1) \times 100 =$</div> <div>18</div> <div>g</div> </div>				

Quadro I.7 – Equivalente de areia de material calcário.

PROVETE			I	II
Massa do provete	m= $\frac{120 \times (100 + w)}{100}$	g		
Distância do fundo da proveta ao nível superior do floculado	h1	mm	116	118
Distância entre o anel de bloqueio e a base do mergulhador	h2	mm	82	84
Equivalente de areia (SE) em cada provete	SE= $(h2 \times 100)/h1$	%	70.7	71.2
MÉDIA			%	71

Quadro I.8 – Equivalente de areia de material calcário.

PROVETE			I	II
Massa do provete	m= $\frac{120 \times (100 + w)}{100}$	g		
Distância do fundo da proveta ao nível superior do floculado	h1	mm	113	123
Distância entre o anel de bloqueio e a base do mergulhador	h2	mm	81	88
Equivalente de areia (SE) em cada provete	SE= $(h2 \times 100)/h1$	%	71.7	71.5
MÉDIA			%	72

Quadro I.9 – Equivalente de areia de material calcário.

PROVETE			I	II
Massa do provete	m= $\frac{120 \times (100 + w)}{100}$	g		
Distância do fundo da proveta ao nível superior do floculado	h1	mm	107	108
Distância entre o anel de bloqueio e a base do mergulhador	h2	mm	82	82
Equivalente de areia (SE) em cada provete	SE= $(h2 \times 100)/h1$	%	76.6	75.9
MÉDIA			%	76

Quadro I.10 – Equivalente de areia de material calcário.

PROVETE				I	II
Massa do provete	$m = \frac{120 \times (100 + w)}{100}$	g			
Distância do fundo da proveta ao nível superior do floculado	h1	mm		123	127
Distância entre o anel de bloqueio e a base do mergulhador	h2	mm		81	86
Equivalente de areia (SE) em cada provete	$SE = (h2 \times 100)/h1$	%		65.9	67.7
MÉDIA			%	67	

Quadro I.11 – Equivalente de areia de material calcário.

PROVETE				I	II
Massa do provete	$m = \frac{120 \times (100 + w)}{100}$	g			
Distância do fundo da proveta ao nível superior do floculado	h1	mm		123	118
Distância entre o anel de bloqueio e a base do mergulhador	h2	mm		84	82
Equivalente de areia (SE) em cada provete	$SE = (h2 \times 100)/h1$	%		68.3	69.5
MÉDIA			%	69	

Quadro I.12 – Equivalente de areia de material calcário.

PROVETE				I	II
Massa do provete	$m = \frac{120 \times (100 + w)}{100}$	g		120.2	120.2
Distância do fundo da proveta ao nível superior do floculado	h1	mm		115	114
Distância entre o anel de bloqueio e a base do mergulhador	h2	mm		81	80
Equivalente de areia (SE) em cada provete	$SE = (h2 \times 100)/h1$	%		70.4	70.2
MÉDIA			%	70	

Quadro I.13 – Equivalente de areia de material granítico.

PROVETE				I	II
Massa do provete	m=	120x(100+w)	g		
		100			
Distância do fundo da proveta ao nível superior do floculado	h1		mm	154	151
Distância entre o anel de bloqueio e a base do mergulhador	h2		mm	77	74
Equivalente de areia (SE) em cada provete	SE=	h2x100	%	50.0	49.0
		h1			
MÉDIA			%	50	

Quadro I.14 – Equivalente de areia de material granítico.

PROVETE				I	II
Massa do provete	m=	120x(100+w)	g		
		100			
Distância do fundo da proveta ao nível superior do floculado	h1		mm	132	148
Distância entre o anel de bloqueio e a base do mergulhador	h2		mm	74	81
Equivalente de areia (SE) em cada provete	SE=	h2x100	%	56.1	54.7
		h1			
MÉDIA			%	55	

Quadro I.15 – Equivalente de areia de material granítico.

PROVETE				I	II
Massa do provete	m=	120x(100+w)	g		
		100			
Distância do fundo da proveta ao nível superior do floculado	h1		mm	140	151
Distância entre o anel de bloqueio e a base do mergulhador	h2		mm	73	75
Equivalente de areia (SE) em cada provete	SE=	h2x100	%	52.1	49.7
		h1			
MÉDIA			%	51	

Quadro I.16 – Equivalente de areia de material granítico.

PROVETE				I	II
Massa do provete	m=	120x(100+w)	g		
		100			
Distância do fundo da proveta ao nível superior do floculado	h1		mm	148	146
Distância entre o anel de bloqueio e a base do mergulhador	h2		mm	74	74
Equivalente de areia (SE) em cada provete	SE=	h2x100	%	50.0	50.7
		h1			
MÉDIA			%	50	

Quadro I.17 – Equivalente de areia de material granítico.

PROVETE				I	II
Massa do provete	m=	120x(100+w)	g		
		100			
Distância do fundo da proveta ao nível superior do floculado	h1		mm	145	142
Distância entre o anel de bloqueio e a base do mergulhador	h2		mm	79	77
Equivalente de areia (SE) em cada provete	SE=	h2x100	%	54.5	54.2
		h1			
MÉDIA			%	54	

Quadro I.18 – Azul de metileno em material calcário.

Massa da amostra seca passada no peneiro nº 10	M ₁	(g)	200.0
Volume de solução adsorvida pela caulinite	V'	(cm ³)	0.00
Volume de azul de metileno gasto	V ₁	(cm ³)	30
Valor de Azul do solo ensaiado	MB=10.(V ₁ -V')/M ₁		(g/Kg de solo seco) 1.50

Quadro I.19 – Azul de metileno realizado em material calcário, antes da compactação do material com um teor em água de 7%.

Massa da amostra seca passada no peneiro nº 10	M_1	(g)	200.3
Volume de solução adsorvida pela caulinite	V'	(cm³)	0.00
Volume de azul de metileno gasto	V_1	(cm³)	40
Valor de Azul do solo ensaiado	$MB=10.(V_1-V')/M_1$	(g/Kg de solo seco)	2.00

Quadro I.20 – Azul de metileno realizado em material calcário, após compactação do material com um teor em água de 7%.

Massa da amostra seca passada no peneiro nº 10	M_1	(g)	200.1
Volume de solução adsorvida pela caulinite	V'	(cm³)	0.00
Volume de azul de metileno gasto	V_1	(cm³)	45
Valor de Azul do solo ensaiado	$MB=10.(V_1-V')/M_1$	(g/Kg de solo seco)	2.25

Quadro I.21 – Azul de metileno em material granítico.

Massa da amostra seca passada no peneiro nº 10	M_1	(g)	200.0
Volume de solução adsorvida pela caulinite	V'	(cm³)	0.00
Volume de azul de metileno gasto	V_1	(cm³)	50
Valor de Azul do solo ensaiado	$MB=10.(V_1-V')/M_1$	(g/Kg de solo seco)	2.50

Quadro I.22 – Azul de metileno em material granítico.

Massa da amostra seca passada no peneiro n° 10	M_1	(g)	220.5
Volume de solução adsorvida pela caulinite	V'	(cm ³)	0.00
Volume de azul de metileno gasto	V_1	(cm ³)	45
Valor de Azul do solo ensaiado	$MB=10.(V_1-V')/M_1$	(g/Kg de solo seco)	2.04

Quadro I.23 – Azul de metileno em material granítico.

Massa da amostra seca passada no peneiro n° 10	M_1	(g)	200.0
Volume de solução adsorvida pela caulinite	V'	(cm ³)	0.00
Volume de azul de metileno gasto	V_1	(cm ³)	50
Valor de Azul do solo ensaiado	$MB=10.(V_1-V')/M_1$	(g/Kg de solo seco)	2.50

Quadro I.24 – Ensaio de Los Angeles realizado com material calcário.

-----	composição granulométrica	mm	10.0	14.0
a	Massa do provete	g	5000	
-----	% da massa passando no peneiro	11.2mm	70.0	
		12.5mm		
m	massa do material retida no peneiro de 1.7mm	g	3325.0	
p	Perda por desgaste	g	1675.0	
LA	Coefficiente de Los Angeles $LA = \frac{1000-m}{100}$	%	33.5	
sz	Coefficiente de Impacto	%	-----	

Quadro I.25 – Ensaio de Los Angeles realizado com material calcário.

-----	composição granulométrica	mm	10.0	14.0
a	Massa do provete	g	5000	
-----	% da massa passando no peneiro	<div> <div></div> <div>11.2mm</div> </div> <div> <div>x</div> <div>12.5mm</div> </div>	60.0	
m	massa do material retida no peneiro de 1.7mm	g	3383.0	
p	Perda por desgaste	g	1617.0	
LA	Coeficiente de Los Angeles	LA= $\frac{1000-m}{100}$	%	32.3
sz	Coeficiente de Impacto	%	-----	

Quadro I.26 – Ensaio de Los Angeles realizado com material calcário.

-----	composição granulométrica	mm	10.0	14.0
a	Massa do provete	g	5000	
-----	% da massa passando no peneiro	<div> <div></div> <div>11.2mm</div> </div> <div> <div>x</div> <div>12.5mm</div> </div>	60.0	
m	massa do material retida no peneiro de 1.7mm	g	3524.0	
p	Perda por desgaste	g	1476.0	
LA	Coeficiente de Los Angeles	LA= $\frac{1000-m}{100}$	%	29.5
sz	Coeficiente de Impacto	%	-----	

Quadro I.27 – Ensaio de Los Angeles realizado com material calcário.

-----	composição granulométrica	mm	10.0	14.0
a	Massa do provete	g	5002	
-----	% da massa passando no peneiro	<div> <div></div> <div>11.2mm</div> </div> <div> <div>x</div> <div>12.5mm</div> </div>	60.0	
m	massa do material retida no peneiro de 1.7mm	g	3513.0	
p	Perda por desgaste	g	1489.0	
LA	Coeficiente de Los Angeles	LA= $\frac{1000-m}{100}$	%	29.8
sz	Coeficiente de Impacto	%	-----	

Quadro I.28 – Ensaio de Los Angeles realizado com material calcário.

-----	composição granulométrica	mm	10.0	14.0
a	Massa do provete	g	5000	
-----	% da massa passando no peneiro	<div> <div></div> <div>11.2mm</div> </div> <div> <div>x</div> <div>12.5mm</div> </div>	47.0	
m	massa do material retida no peneiro de 1.7mm	g	3445.0	
p	Perda por desgaste	g	1555.0	
LA	Coeficiente de Los Angeles	LA= $\frac{1000-m}{100}$	%	31.1
sz	Coeficiente de Impacto	%	-----	

Quadro I.29 – Ensaio de Los Angeles realizado com material calcário.

-----	composição granulométrica	mm	10.0	14.0
a	Massa do provete	g	5000	
-----	% da massa passando no peneiro	<div> <div></div> <div>11.2mm</div> </div> <div> <div>x</div> <div>12.5mm</div> </div>	67.0	
m	massa do material retida no peneiro de 1.7mm	g	3576.0	
p	Perda por desgaste	g	1424.0	
LA	Coeficiente de Los Angeles	LA= $\frac{1000-m}{100}$	%	28.5
sz	Coeficiente de Impacto	%	-----	

Quadro I.30 – Ensaio de Los Angeles realizado com material calcário.

-----	composição granulométrica	mm	10.0	14.0
a	Massa do provete	g	5011	
-----	% da massa passando no peneiro	<div> <div></div> <div>11.2mm</div> </div> <div> <div>x</div> <div>12.5mm</div> </div>	63.0	
m	massa do material retida no peneiro de 1.7mm	g	3593.0	
p	Perda por desgaste	g	1418.0	
LA	Coeficiente de Los Angeles	LA= $\frac{1000-m}{100}$	%	28.3
sz	Coeficiente de Impacto	%	-----	

Quadro I.31 – Ensaio de Los Angeles realizado com material calcário.

-----	composição granulométrica	mm	10.0	14.0
a	Massa do provete	g	5011	
-----	% da massa passando no peneiro	<div> <div></div> <div>11.2mm</div> </div> <div> <div>x</div> <div>12.5mm</div> </div>	66.0	
m	massa do material retida no peneiro de 1.7mm	g	3567.0	
p	Perda por desgaste	g	1444.0	
LA	Coeficiente de Los Angeles $LA = \frac{1000-m}{100}$	%	28.8	
sz	Coeficiente de Impacto	%	-----	

Quadro I.32 – Ensaio de Los Angeles realizado com material granítico.

-----	composição granulométrica	mm	
a	Massa do provete	g	5000
-----	% da massa passando no peneiro	<div> <div></div> <div>11.2mm</div> </div> <div> <div>x</div> <div>12.5mm</div> </div>	
m	massa do material retida no peneiro de 1.7mm	g	3908.0
p	Perda por desgaste	g	1092.0
LA	Coeficiente de Los Angeles $LA = \frac{1000-m}{100}$	%	21.8
SZ	Coeficiente de Impacto	%	-----

Quadro I.33 – Ensaio de Los Angeles realizado com material granítico.

----	composição granulométrica			mm	
a	Massa do provete			g	5002
----	% da massa passando no peneiro			<div> <div></div> <div>11.2mm</div> </div> <div> <div>X</div> <div>12.5mm</div> </div>	51.0
m	massa do material retida no peneiro de 1.7mm			g	3952.0
p	Perda por desgaste			g	1050.0
LA	Coeficiente de Los Angeles	LA=	$\frac{1000-m}{100}$	%	21.0
SZ	Coeficiente de Impacto			%	-----

Quadro I.34 – Ensaio de Los Angeles realizado com material granítico.

----	composição granulométrica			mm	
a	Massa do provete			g	5001
----	% da massa passando no peneiro			<div> <div></div> <div>11.2mm</div> </div> <div> <div>X</div> <div>12.5mm</div> </div>	51.0
m	massa do material retida no peneiro de 1.7mm			g	3967.0
p	Perda por desgaste			g	1034.0
LA	Coeficiente de Los Angeles	LA=	$\frac{1000-m}{100}$	%	20.7
SZ	Coeficiente de Impacto			%	-----

Quadro I.35 – Ensaio micro-Deval realizado com material calcário

PROVETE		I	II
MASSA DO PROVETE DE ENSAIO	(g)	500.2	500.56
PERCENTAGEM PASSADA NO PENEIRO	<input type="checkbox"/> 11.2 mm	60.0	60.0
	<input type="checkbox"/> 12.5 mm		
	<input checked="" type="checkbox"/> 12.5 mm		
MASSA DA AMOSTRA RETIDA APÓS O DESGASTE	(g)	435.1	435.1
COEFICIENTE DE MICRO-DEVAL	M_D	13.0	13.1
MÉDIA		13.1	

Quadro I.36 – Ensaio micro-Deval realizado com material calcário.

PROVETE		I	II
MASSA DO PROVETE DE ENSAIO	(g)	500.5	500.92
PERCENTAGEM PASSADA NO PENEIRO	<input type="checkbox"/> 11.2 mm	60.0	60.0
	<input type="checkbox"/> 12.5 mm		
	<input checked="" type="checkbox"/> 12.5 mm		
MASSA DA AMOSTRA RETIDA APÓS O DESGASTE	(g)	437.6	432.2
COEFICIENTE DE MICRO-DEVAL	M_D	12.6	13.8
MÉDIA		13.2	

Quadro I.37 – Ensaio micro-Deval realizado com material granítico.

PROVETE		I	II
MASSA DO PROVETE DE ENSAIO	(g)	500	500
PERCENTAGEM PASSADA NO PENEIRO	<input type="checkbox"/> 11.2 mm		
	<input type="checkbox"/> 12.5 mm		
	<input checked="" type="checkbox"/> 12.5 mm		
MASSA DA AMOSTRA RETIDA APÓS O DESGASTE	(g)	429.6	432.3
COEFICIENTE DE MICRO-DEVAL	M_D	14.1	13.5
MÉDIA		13.8	

Quadro I.38 – Ensaio micro-Deval realizado com material granítico.

PROVETE			I	II
MASSA DO PROVETE DE ENSAIO		(g)	500	500
PERCENTAGEM PASSADA NO PENEIRO		<input type="checkbox"/> 11.2 mm		
		<input type="checkbox"/> 12.5 mm		
		<input checked="" type="checkbox"/> 12.5 mm		
MASSA DA AMOSTRA RETIDA APÓS O DESGASTE		(g)	427.3	430.2
COEFICIENTE DE MICRO-DEVAL		M _D	14.5	14.0
MÉDIA			14.3	

Quadro I.39 – Ensaio de permeabilidade realizado sobre material calcário sujeito a uma energia de compactação de 1,5min/6camadas.

Dia	t _i			t _f			Δt	Altura piezométrica		C/t	log (h ₁ /h ₂)	K = 1* x 2*	Leitura na bureta (cm3)	
	(h)	(min)	(s)	(h)	(min)	(s)		h ₁	h ₂				li	lf
29-04-2011	14	2	0	14	2	30	30	144	113.7	0.005	0.1026	0.00056	0	28.5
29-04-2011	14	4	0	14	4	30	30	144	114.2	0.005	0.1007	0.00055	0	28
29-04-2011	14	8	0	14	8	30	30	144	114.7	0.005	0.0988	0.00054	0	27.5
29-04-2011	14	15	0	14	15	30	30	144	114.7	0.005	0.0988	0.00054	0	27.5
29-04-2011	14	20	0	14	20	30	30	144	114.7	0.005	0.0988	0.00054	0	27.5
29-04-2011	14	23	0	14	23	30	30	144	114.2	0.005	0.1007	0.00055	0	28
29-04-2011	14	27	0	14	27	30	30	144	114.7	0.005	0.0988	0.00054	0	27.5
29-04-2011	14	31	0	14	31	30	30	144	114.7	0.005	0.0988	0.00054	0	27.5
29-04-2011	14	40	0	14	40	30	30	144	114.7	0.005	0.0988	0.00054	0	27.5
Coeficiente K												5.40E-04 cm/s		

Quadro I.40 – Ensaio de permeabilidade realizado sobre material calcário sujeito a uma energia de compactação de 2min/6camadas.

Dia	t _i			t _f			Δt	Altura piezométrica		C/t	log (h ₁ /h ₂)	K = 1* x 2*	Leitura na bureta (cm3)	
	(h)	(min)	(s)	(h)	(min)	(s)		h ₁	h ₂				li	lf
11-05-2011	10	44	0	11	10	0	1560	144	99.9	1E-04	0.1588	1.7E-05	0	41.5
11-05-2011	11	11	0	11	45	0	2040	144	96.2	8E-05	0.1752	1.4E-05	0	45
11-05-2011	12	28	0	12	57	0	1740	144	96.8	9E-05	0.1725	1.6E-05	0	44.5
11-05-2011	14	36	0	15	18	0	2520	144	93.3	6E-05	0.1885	1.2E-05	0	47.8
11-05-2011	15	20	0	16	5	0	2700	144	96.1	6E-05	0.1756	1.1E-05	0	45.2
12-05-2011	9	19	0	9	55	0	2160	144	105.5	8E-05	0.1351	1E-05	0	36.2
12-05-2011	11	10	0	11	51	0	2460	144	100	7E-05	0.1584	1E-05	0	41.4
12-05-2011	11	53	0	12	31	0	2280	144	102.3	7E-05	0.1485	1.1E-05	0	39.2
12-05-2011	12	33	0	13	10	0	2220	144	101.2	7E-05	0.1532	1.1E-05	0	40.8
Coeficiente K												1.24E-05 cm/s		

Quadro I.41 – Ensaio de permeabilidade realizado sobre material granítico sujeito a uma energia de compactação de 3min/6camadas.

Dia	ti			tf			Δt	Altura piezométrica		C/t	log (h1/h2)	K = 1* x 2*	Leitura na bureta (cm3)		
	(h)	(min)	(s)	(h)	(min)	(s)		(s)	h1				h2	1*	2*
13-07-2011	14	0	0	14	8	0	480	144	98.8	3E-04	0.1636	5.5E-05	0	42.6	
13-07-2011	14	10	0	14	18	0	480	144	98.8	3E-04	0.1636	5.5E-05	0	42.6	
13-07-2011	14	30	0	14	38	0	480	144	99	3E-04	0.1627	5.5E-05	0	42.4	
13-07-2011	14	50	0	14	58	0	480	144	98.9	3E-04	0.1632	5.5E-05	0	42.5	
13-07-2011	15	10	0	15	18	0	480	144	99	3E-04	0.1627	5.5E-05	0	42.4	
13-07-2011	15	30	0	15	38	0	480	144	99.2	3E-04	0.1619	5.5E-05	0	42.2	
13-07-2011	15	45	0	15	53	0	480	144	99.2	3E-04	0.1619	5.5E-05	0	42.2	
13-07-2011	16	10	0	16	18	0	480	144	99.3	3E-04	0.1614	5.5E-05	0	42	
13-07-2011	16	30	0	16	38	0	480	144	99.3	3E-04	0.1614	5.5E-05	0	42	
								Coeficiente K				5.51E-05 cm/s			

Quadro I.42 – Ensaio de permeabilidade realizado sobre material granítico sujeito a uma energia de compactação de 1,5min/6camadas.

Dia	ti			tf			Δt	Altura piezométrica		C/t	log (h1/h2)	K = 1* x 2*	Leitura na bureta (cm3)		
	(h)	(min)	(s)	(h)	(min)	(s)		(s)	h1				h2	1*	2*
07-07-2011	9	0	0	10	0	0	3600	144	125.7	5E-05	0.059	2.7E-06	0	17.2	
07-07-2011	10	0	0	12	14	0	8040	128	101.4	2E-05	0.0995	2E-06	17.2	35.8	
07-07-2011	13	0	0	14	44	0	6240	144	116.4	3E-05	0.0924	2.4E-06	0	25.9	
07-07-2011	14	44	0	16	28	0	6240	116	99.1	3E-05	0.0699	1.8E-06	25.9	42.1	
07-07-2011	16	30	0	18	25	0	6900	144	115.9	2E-05	0.0943	2.2E-06	0	28.1	
08-07-2011	8	0	0	9	4	0	3840	144	125.1	4E-05	0.0611	2.6E-06	0	17.9	
08-07-2011	9	4	0	11	19	0	8100	125	100.8	2E-05	0.0938	1.9E-06	17.9	40.5	
08-07-2011	12	0	0	12	51	0	3060	144	127	5E-05	0.0546	2.9E-06	0	16.1	
08-07-2011	12	51	0	14	3	0	4320	127	113.7	4E-05	0.048	1.8E-06	16.1	28.8	
08-07-2011	14	3	0	14	33	0	1800	114	108.5	9E-05	0.0203	1.8E-06	28.8	33.3	
08-07-2011	14	45	0	15	31	0	2760	144	129.1	6E-05	0.0474	2.8E-06	0	14.1	
									Coeficiente		K	2.3E-06	cm/s		

ANEXO II - Resultados dos ensaios triaxiais cíclicos

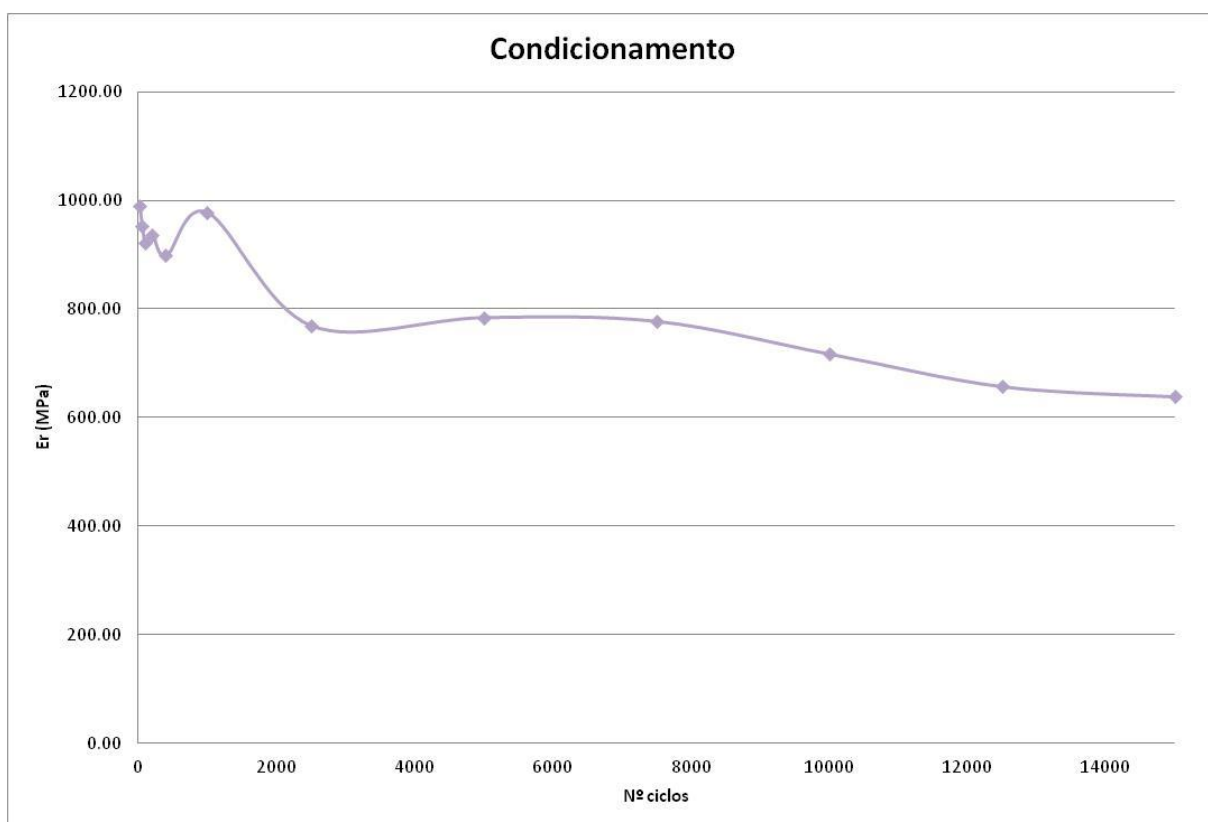


Figura II.1 - Resultados do condicionamento do provete de material calcário com uma compactação relativa de 99% e um teor em água de 4,3%.

Quadro II.1 - Resultados do ensaio de análise do comportamento resiliente, obtidos com o material calcário com uma compactação relativa de 99% e um teor em água de 4,3%.

Estágio	Trajetória		E _r (MPa)
	σ_3 (kPa)	q (kPa)	
5	77	100	526
6	143	200	607
7	210	300	743
8	277	400	865
9	60	150	373
10	110	300	529
11	160	450	745
12	210	600	735
13	35	150	245
14	60	300	401
15	85	450	533
16 (Ec)	93.3	500	561
17	110	600	661
18	15	75	149
19	20	150	275
20	25	225	395

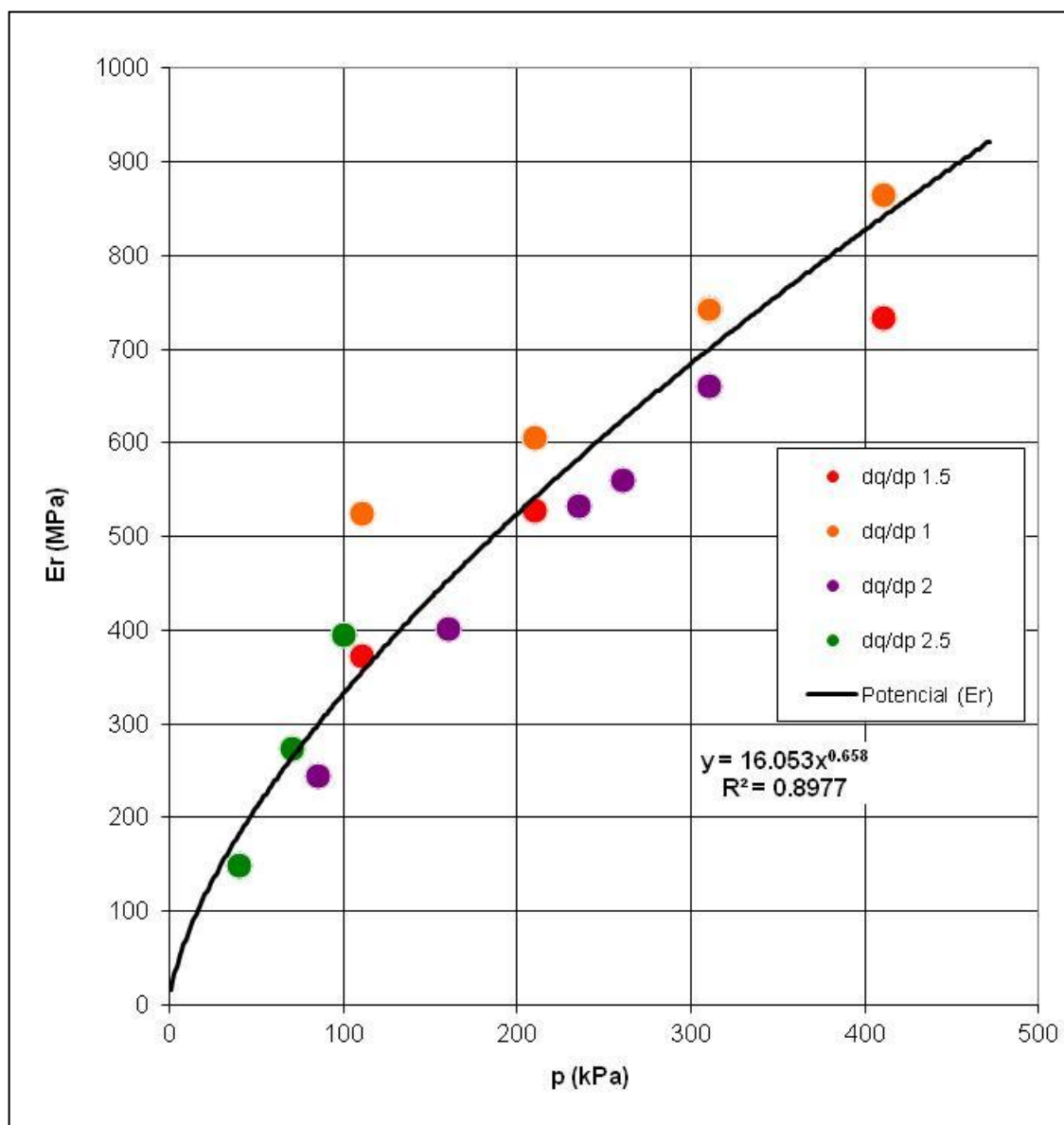


Figura II.2 - Resultados do ensaio de análise do comportamento resiliente, obtidos com o material calcário com uma compactação relativa de 99% e um teor em água de 4,3%.

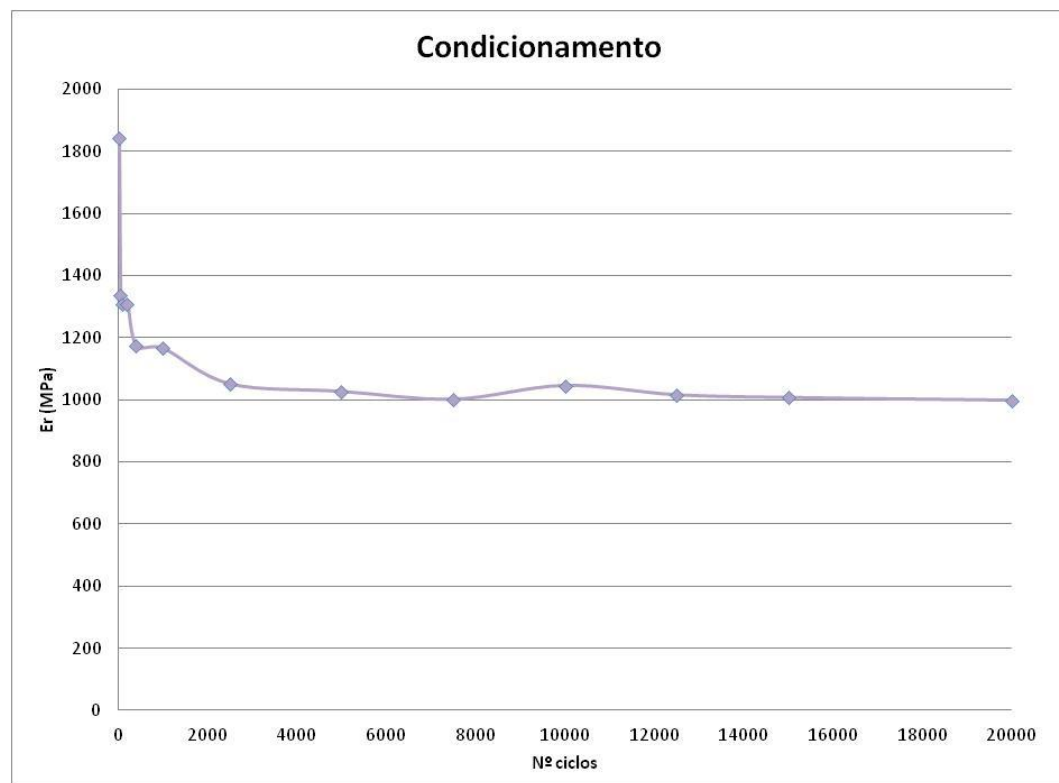


Figura II.3 - Resultados do condicionamento do provete de material calcário com uma compactação relativa de 100% e um teor em água de 4,0%.

Quadro II.2 - Resultados do ensaio de análise do comportamento resiliente, obtidos com o material calcário com uma compactação relativa de 100% e um teor em água de 4,0%.

Estágio	Trajetória		E_r (MPa)
	σ_3 (kPa)	q (kPa)	
5	77	100	658
6	143	200	757
7	210	300	933
8	277	400	1126
9	60	150	639
10	110	300	825
11	160	450	1019
12	210	600	1126
13	35	150	546
14	60	300	772
15	85	450	912
16 (Ec)	93	500	960
17	110	600	1021
18	15	75	372
19	20	150	494
20	25	225	616

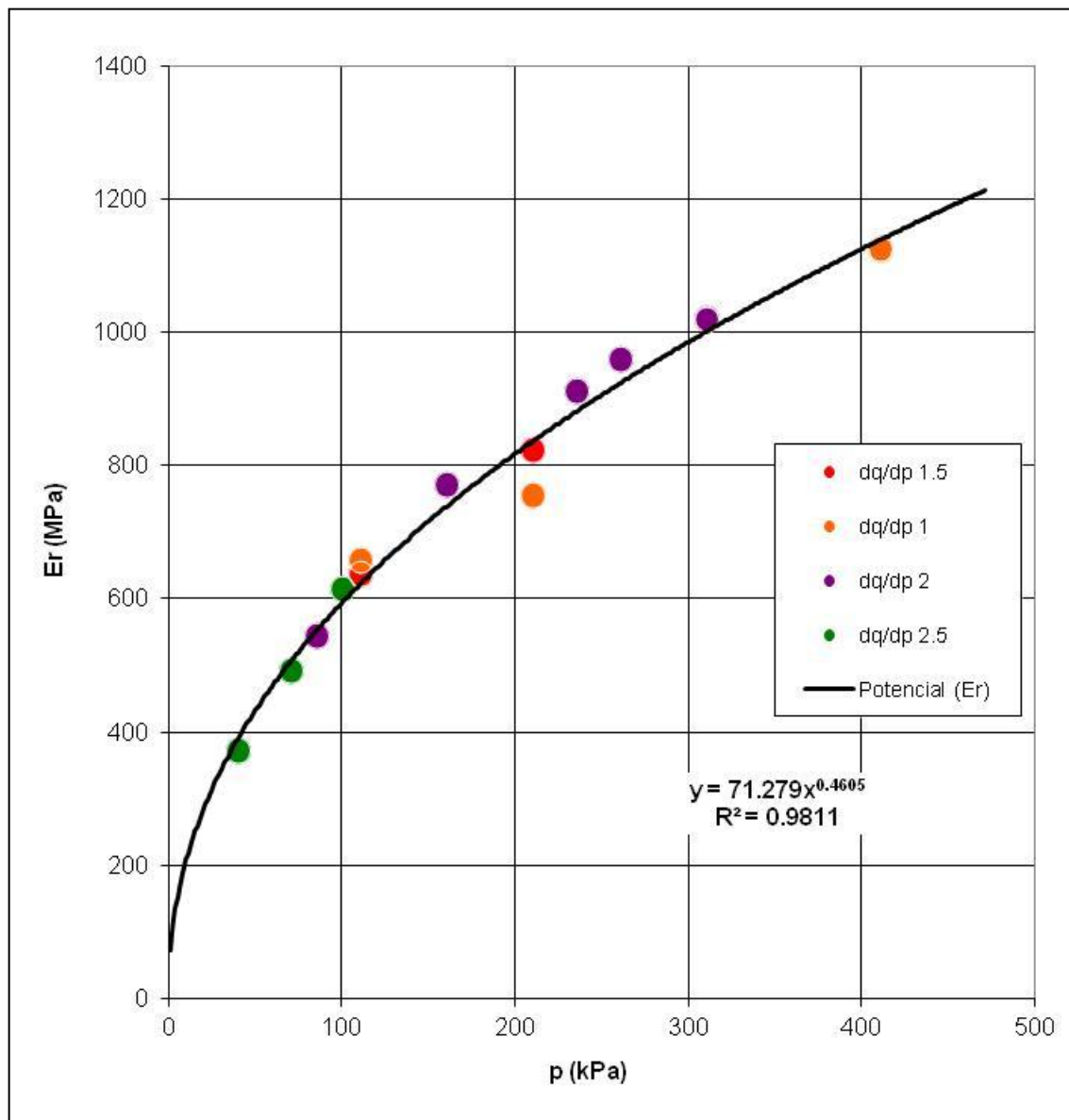


Figura II.4 - Resultados do ensaio de análise do comportamento resiliente, obtidos com o material calcário com uma compactação relativa de 100% e um teor em água de 4,0%.

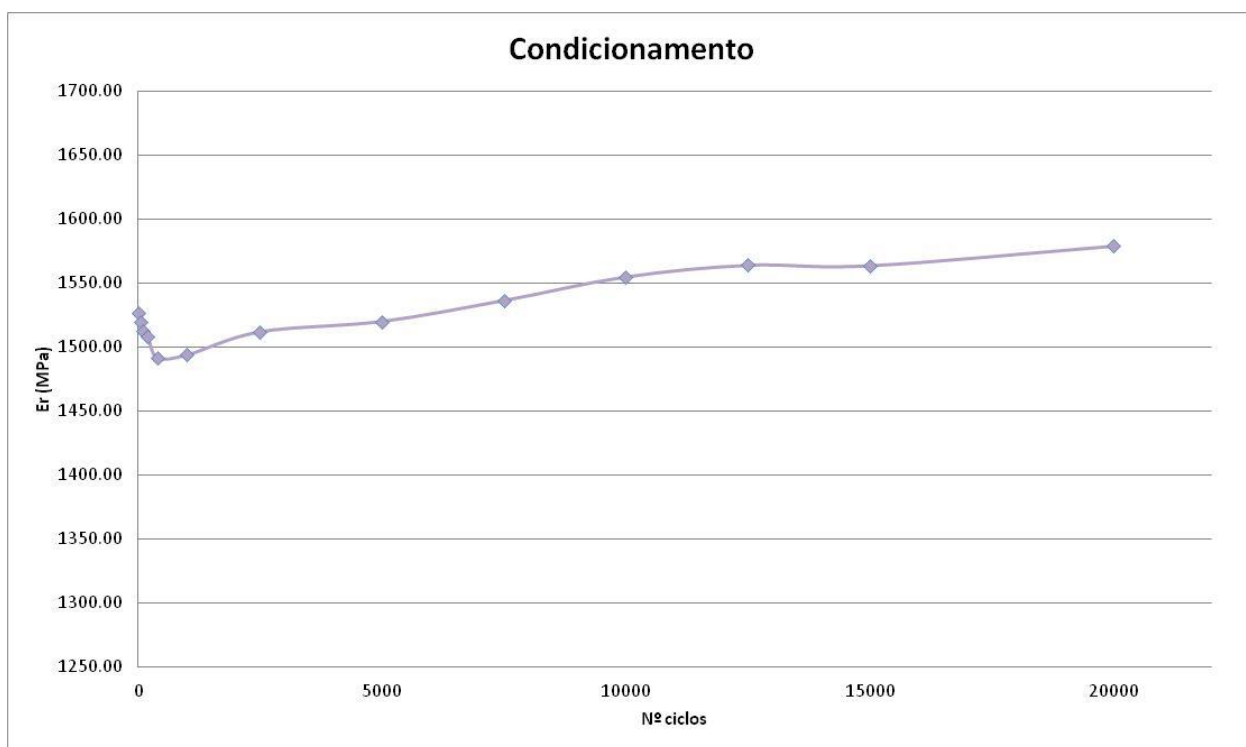


Figura II.5 - Resultados do condicionamento do provete de material calcário com uma compactação relativa de 102% e um teor em água de 1,4%.

Quadro II.3 - Resultados do ensaio de análise do comportamento resiliente, obtidos com o material calcário com uma compactação relativa de 102% e um teor em água de 1,4%.

Estágio	Trajetória		E _r (MPa)
	σ_3 (kPa)	q (kPa)	
5	77	100	1114
6	143	200	1485
7	210	300	1841
8	277	400	2151
9	60	150	1047
10	110	300	1425
11	160	450	1745
12	210	600	2008
13	35	150	921
14	60	300	1231
15	85	450	1424
16 (Ec)	93.3	500	1502
17	110	600	1624
18	15	75	674
19	20	150	847
20	25	225	964

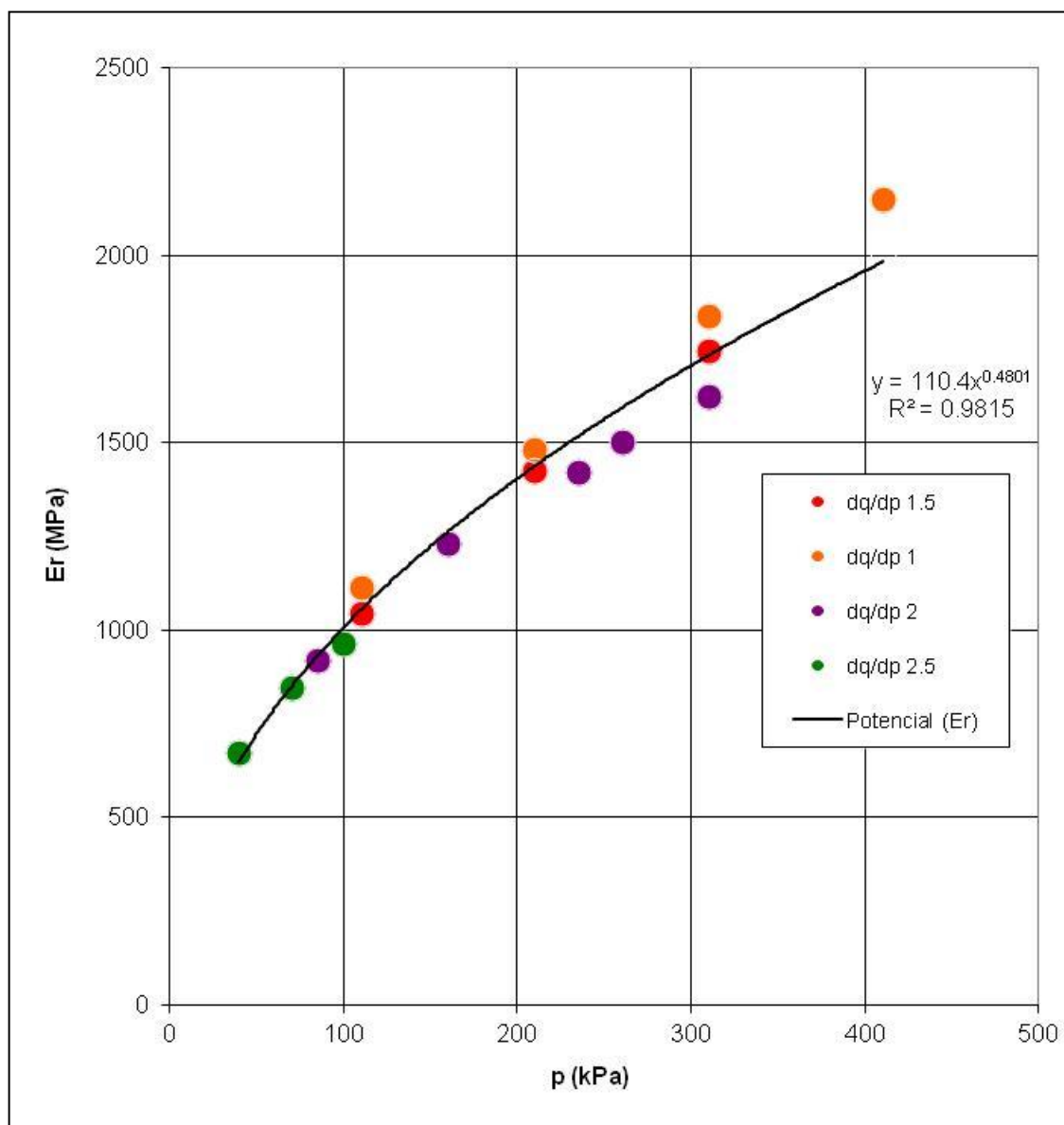


Figura II.6 - Resultados do ensaio de análise do comportamento resiliente, obtidos com o material calcário com uma compactação relativa de 102% e um teor em água de 1,4%.

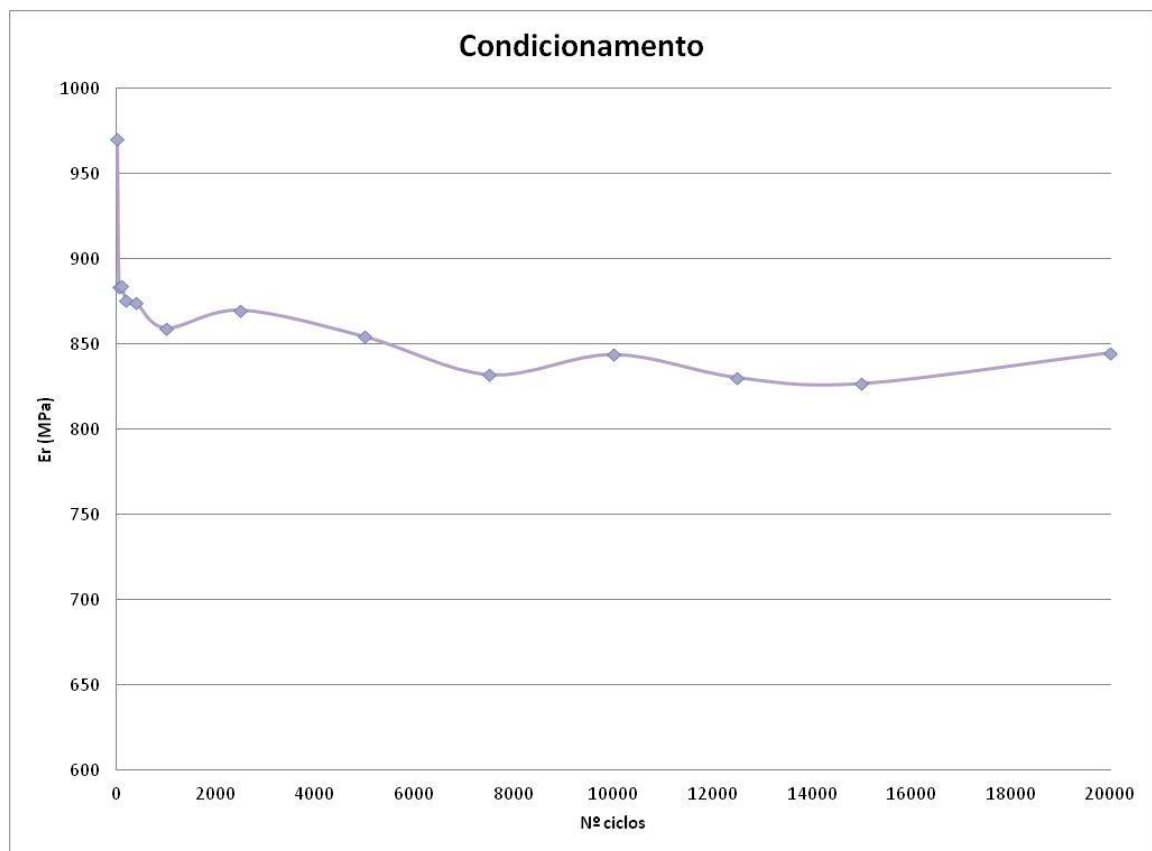


Figura II.7 - Resultados do condicionamento do provete de material calcário com uma compactação relativa de 96% e um teor em água de 2,8%.

Quadro II.4 - Resultados do ensaio de análise do comportamento resiliente, obtidos com o material calcário com uma compactação relativa de 96% e um teor em água de 2,8%.

Estágio	Trajetória		E _{rmédio.} (MPa)
	σ_3 (kPa)	q (kPa)	
5	77	100	493
6	143	200	830
7	210	300	1114
8	277	400	1103
9	60	150	475
10	110	300	718
11	160	450	901
12	210	600	1055
13	35	150	426
14	60	300	600
15	85	450	760
16 (Ec)	93.3	500	814
17	110	600	895
18	15	75	262
19	20	150	363
20	25	225	464

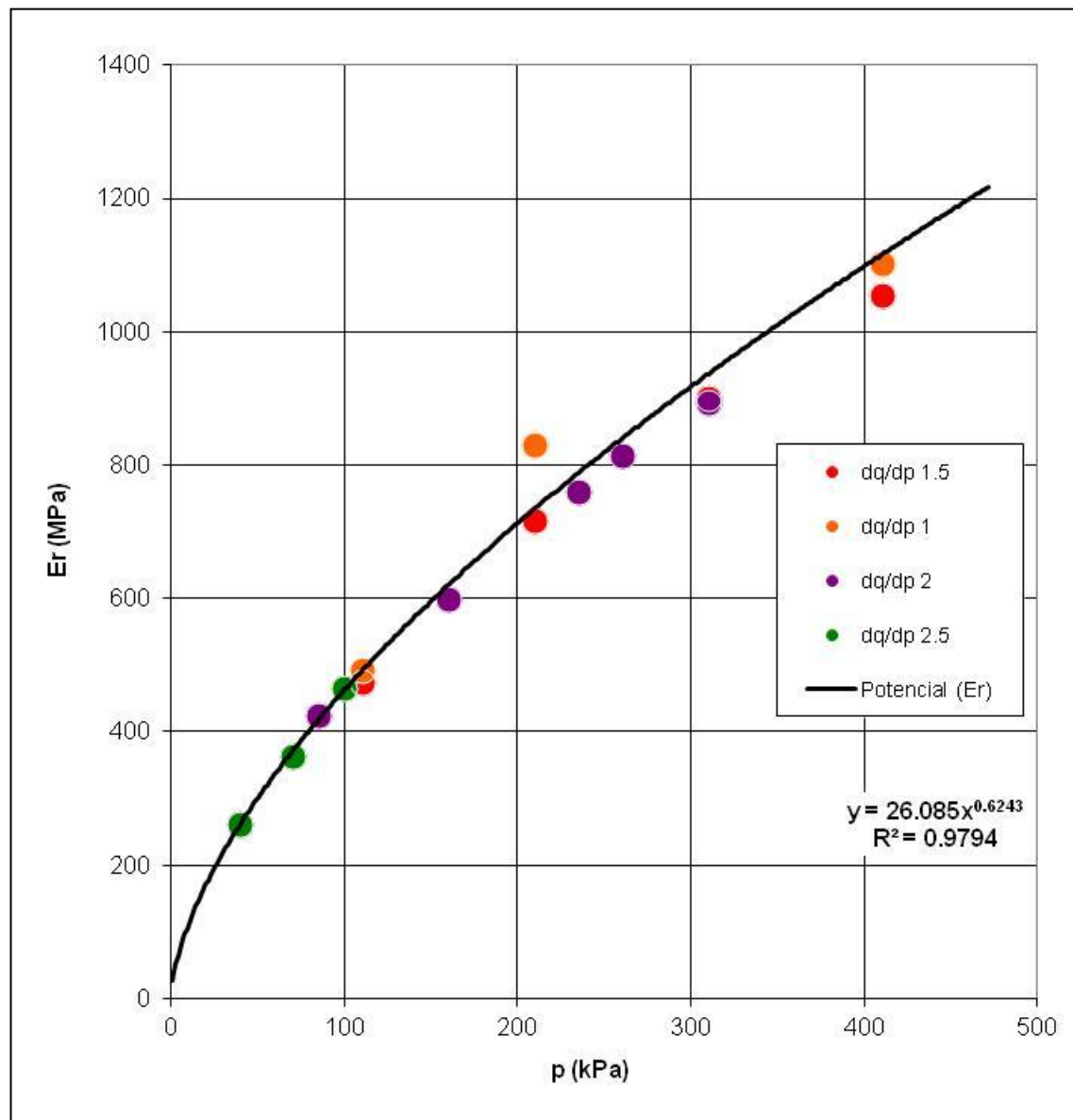


Figura II.8 - Resultados do ensaio de análise do comportamento resiliente, obtidos com o material calcário com uma compactação relativa de 96% e um teor em água de 2,8%.

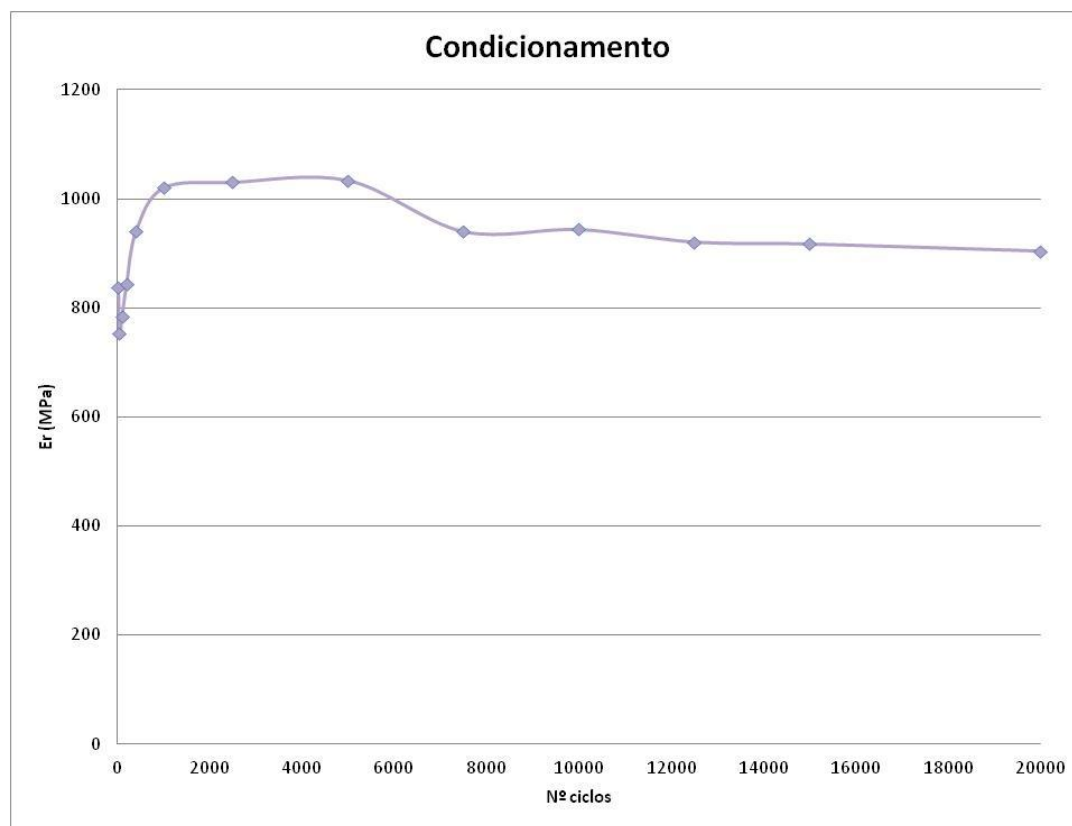


Figura II.9 - Resultados do condicionamento do provete de material calcário com uma compactação relativa de 97% e um teor em água de 3,7%.

Quadro II.5 - Resultados do ensaio de análise do comportamento resiliente, obtidos com o material calcário com uma compactação relativa de 97% e um teor em água de 3,7%.

Estágio	Trajetória		E_r (MPa)
	σ_3 (kPa)	q (kPa)	
5	77	100	855
6	143	200	1034
7	210	300	1299
8	277	400	1535
9	60	150	680
10	110	300	895
11	160	450	1047
12	210	600	1176
13	35	150	421
14	60	300	610
15	85	450	766
16 (Ec)	93.3	500	800
17	110	600	875
18	15	75	269
19	20	150	372
20	25	225	460

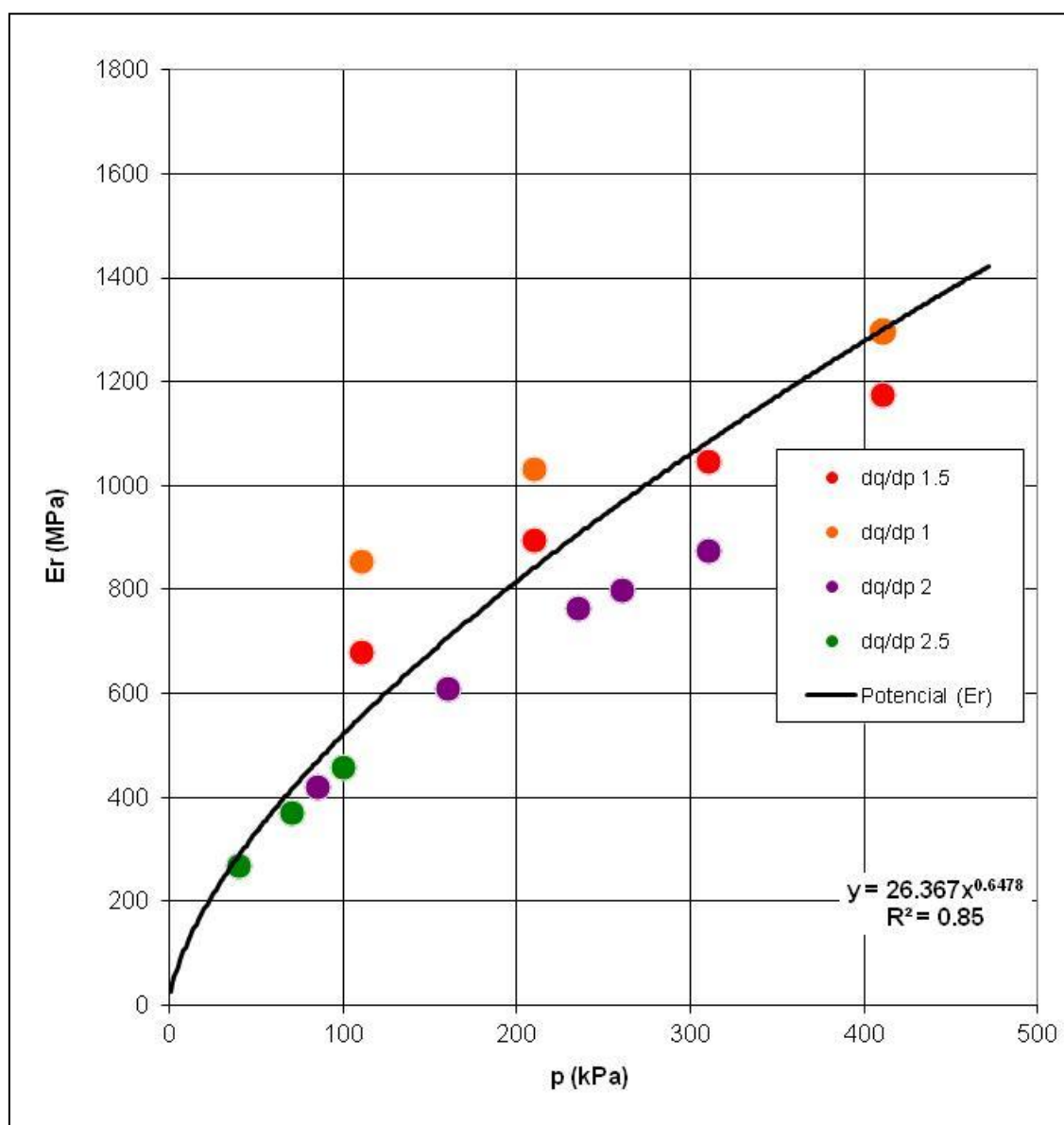


Figura II.10 - Resultados do ensaio de análise do comportamento resiliente, obtidos com o material calcário com uma compactação relativa de 97% e um teor em água de 3,7%.

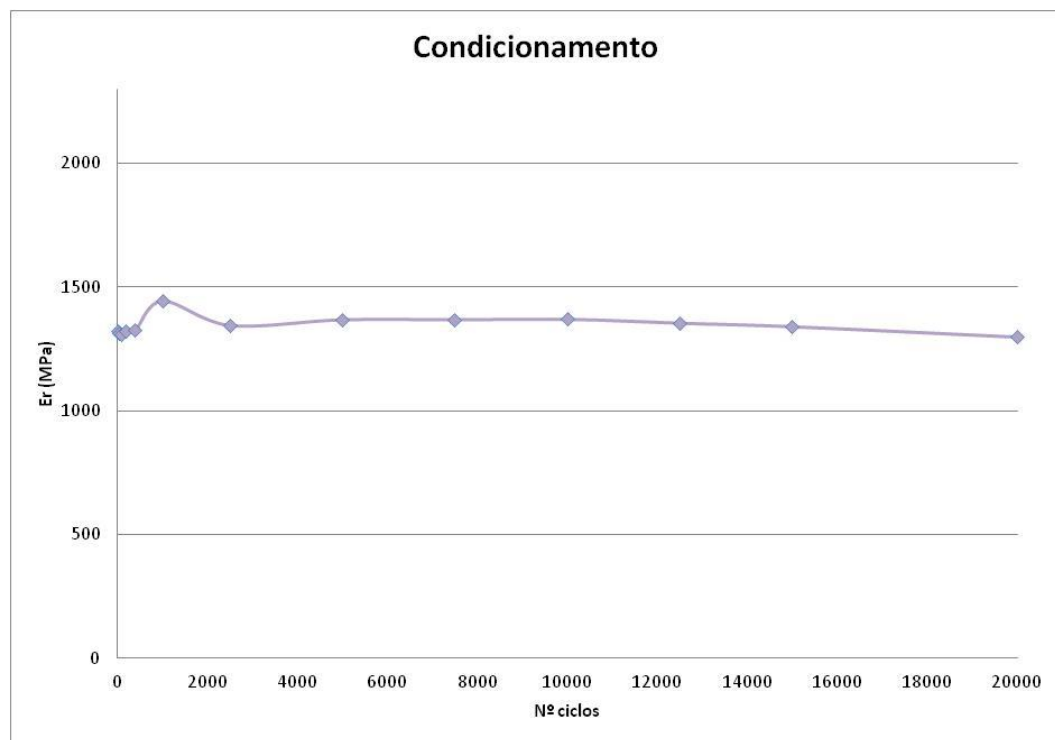


Figura II.11 - Resultados do condicionamento do provete de material granítico com uma compactação relativa de 96% e um teor em água de 1,5%.

Quadro II.6 - Resultados do ensaio de análise do comportamento resiliente, obtidos com o material granítico com uma compactação relativa de 96% e um teor em água de 1,5%.

Estágio	Trajetória		E_r (MPa)
	σ_3 (KPa)	q (KPa)	
5	77	100	673
6	143	200	868
7	210	300	1067
8	277	400	1336
9	60	150	843
10	110	300	1057
11	160	450	1145
12	210	600	1325
13	35	150	837
14	60	300	958
15	85	450	1186
16 (Ec)	93.3	500	1177
17	110	600	1270
18	15	75	638
19	20	150	779
20	25	225	943

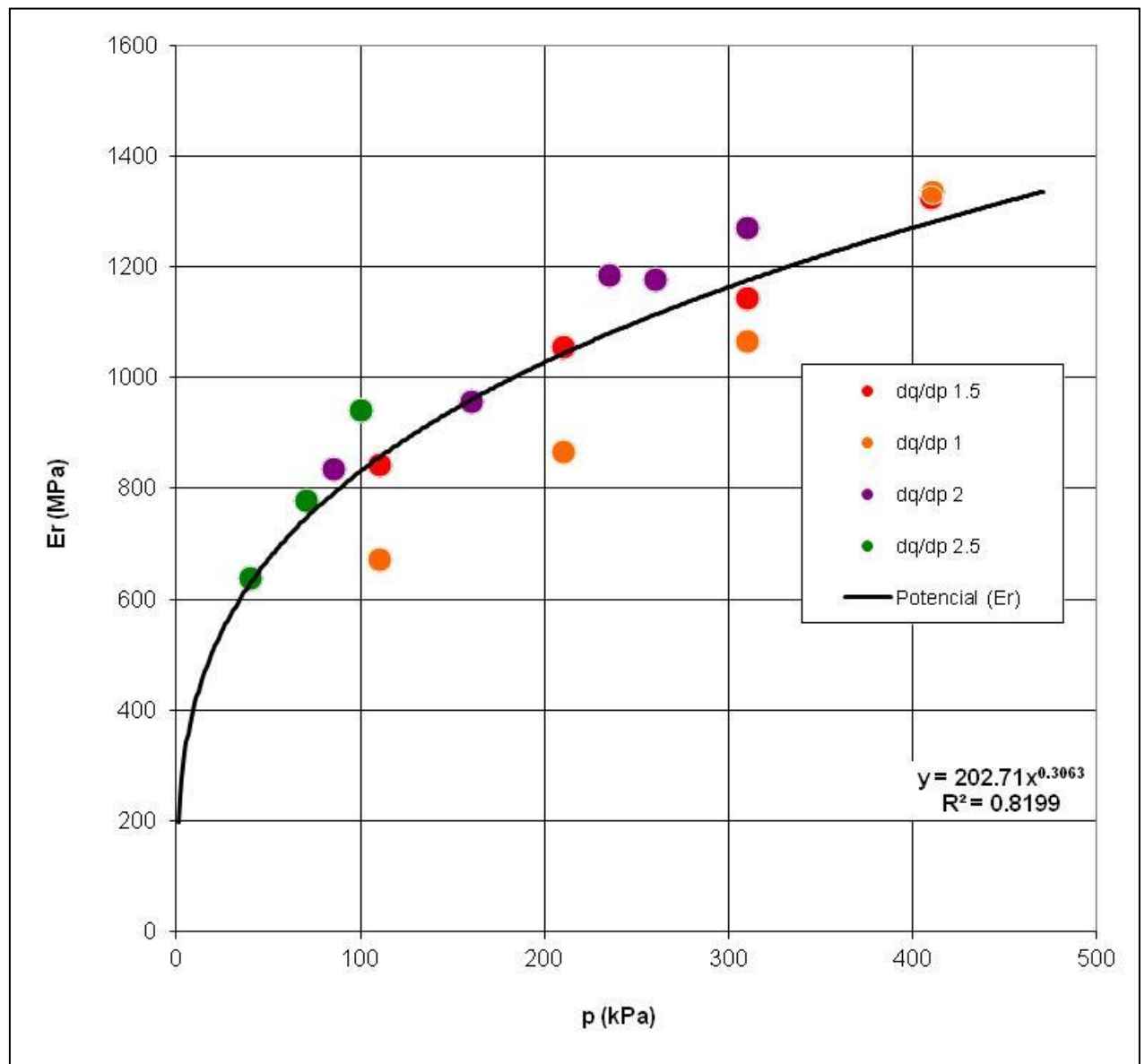


Figura II.12 - Resultados do ensaio de análise do comportamento resiliente, obtidos com o material granítico com uma compactação relativa de 96% e um teor em água de 1,5%.

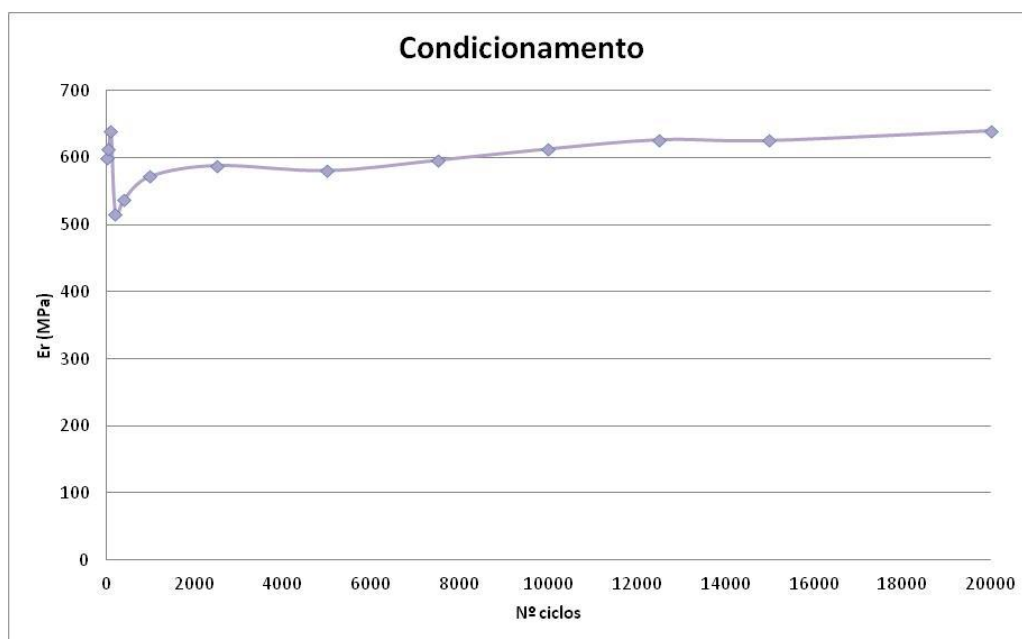


Figura II.13 - Resultados do condicionamento do provete de material granítico com uma compactação relativa de 100% e um teor em água de 3,7%.

Quadro II.7 - Resultados do ensaio de análise do comportamento resiliente, obtidos com o material granítico com uma compactação relativa de 100% e um teor em água de 3,7%.

Estágio	Trajetória		E_r (MPa)
	σ_3 (kPa)	q (kPa)	
5	77	100	640
6	143	200	795
7	210	300	968
8	277	400	1065
9	60	150	640
10	110	300	835
11	160	450	984
12	210	600	1113
13	35	150	448
14	60	300	626
15	85	450	750
16 (Ec)	93.3	500	790
17	110	600	852
18	15	75	287
19	20	150	391
20	25	225	479

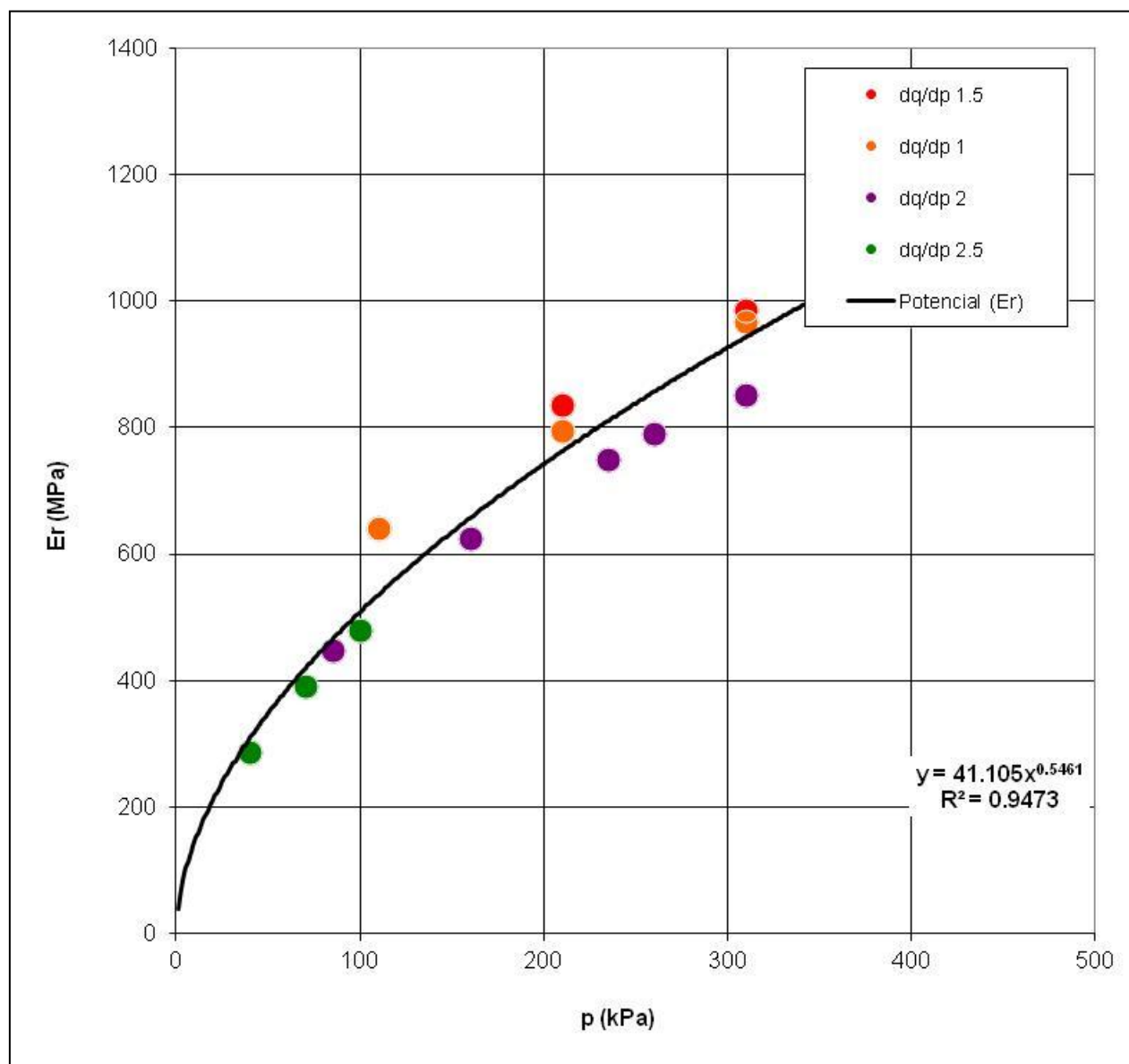


Figura II.14 - Resultados do ensaio de análise do comportamento resiliente, obtidos com o material granítico com uma compactação relativa de 100% e um teor em água de 3,7%.

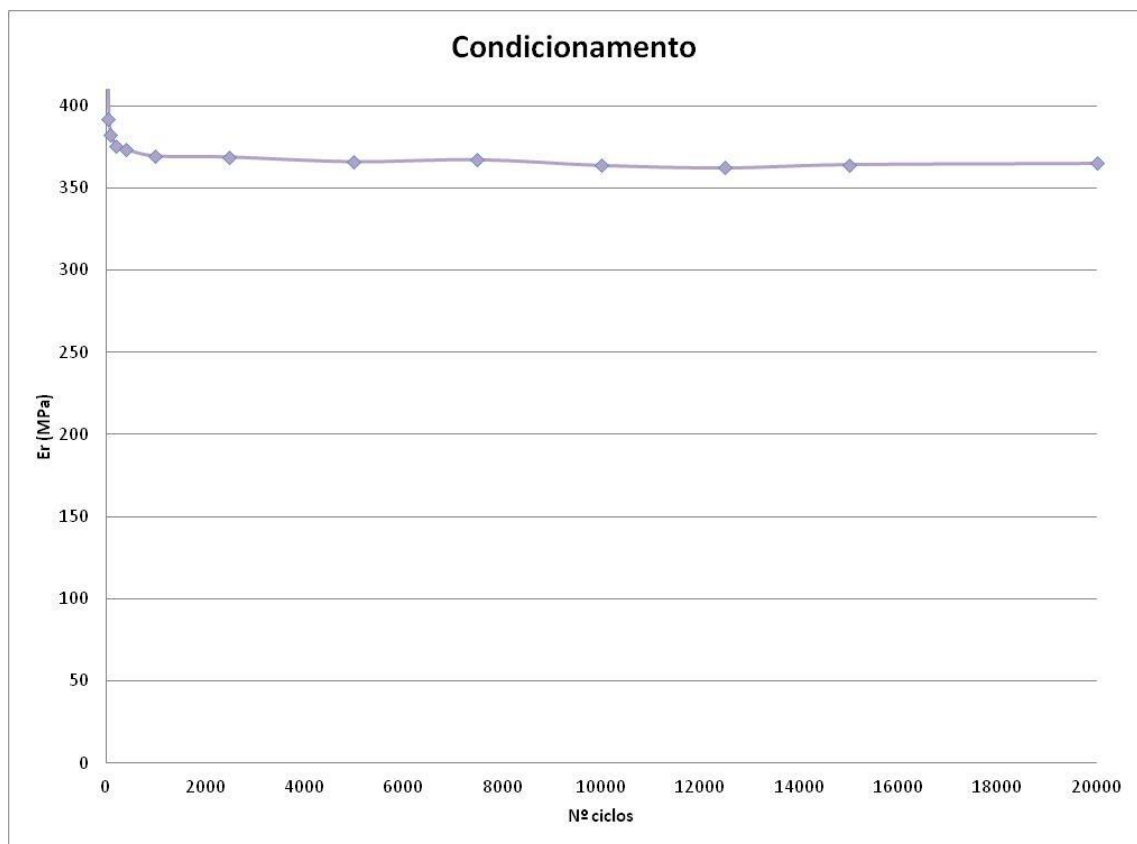


Figura II.15 - Resultados do condicionamento do provete de material granítico com uma compactação relativa de 92% e um teor em água de 4,1%.

Quadro II.8 - Resultados do ensaio de análise do comportamento resiliente, obtidos com o material granítico com uma compactação relativa de 92% e um teor em água de 4,1%.

Estágio	Trajetória		E_r (MPa)
	σ_3 (kPa)	q (kPa)	
5	77	100	195
6	143	200	284
7	210	300	358
8	277	400	414
9	60	150	221
10	110	300	604
11	160	450	411
12	210	600	448
13	35	150	176
14	60	300	258
15	85	450	326
16 (Ec)	93.3	500	348
17	110	600	389
18	15	75	119
19	20	150	159
20	25	225	199

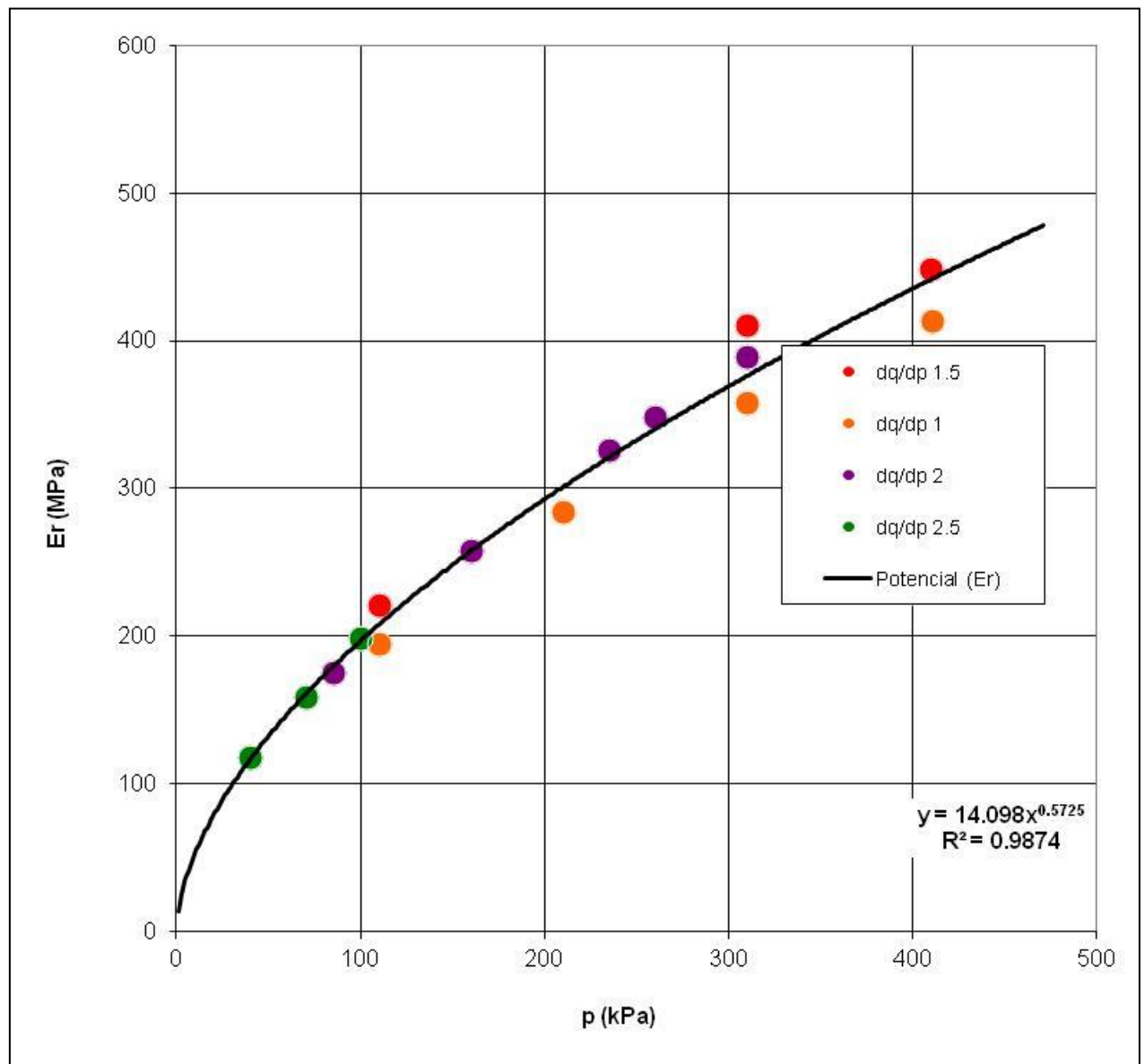


Figura II.16 - Resultados do ensaio de análise do comportamento resiliente, obtidos com o material granítico com uma compactação relativa de 92% e um teor em água de 4,1%.